



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO



RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE ESTRUTURAS DE NAVIOS SOB FLEXÃO

José Manuel Antunes Mendes Gordo

Mestre em Engenharia Naval

Dissertação para o Grau de Doutor em Engenharia Naval

Orientador: Doutor Carlos António Pancada Guedes Soares

Júri:

Presidente: Reitor da Universidade Técnica de Lisboa

Vogais: Doutor Raimundo Moreno Delgado
 Doutor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva
 Doutor António Ressano Garcia Lamas
 Doutor Carlos António Pancada Guedes Soares
 Doutor Dinar Reis Zamith Camotim
 Doutor João Evangelista Barradas Cardoso
 Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Janeiro de 2002

Título: Resistência Última de Estruturas de Navios sob Flexão

Nome: José Manuel Antunes Mendes Gordo

Doutoramento em Engenharia Naval

Orientador: Doutor Carlos António Pancada Guedes Soares, Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Resumo

O objectivo desta dissertação é o aperfeiçoamento de um método de previsão da resistência do casco de navios sob a acção de momentos flectores, os quais constituem um dos esforços primários mais importantes a que estão sujeitas a estruturas navais. Para isso desenvolveu-se um estudo do comportamento dos componentes fundamentais que constituem o casco, com especial realce para os elementos de placa sujeitos a compressão. Investigou-se a influência dos parâmetros mais importantes na caracterização da resistência desses elementos, dando-se especial ênfase às condições fronteira, à importância do modo das imperfeições iniciais e às tensões residuais. A utilização de materiais com diferentes propriedades mecânicas ou de diferentes perfis de reforço e o seu impacto no comportamento mecânico das placas reforçadas sujeitas a instabilidade elasto-plástica por compressão foram também estudados. Procedeu-se ainda à integração dos resultados obtidos no estudo das placas no método de previsão de resistência das placas reforçadas.

O estudo de estruturas de paredes finas características de cascos de navios concretizou-se através do projecto e execução de cinco ensaios em estruturas em caixão as quais foram submetidas a flexão pura até ao colapso total. O comportamento dessas estruturas é comparado com o método de previsão de resistência longitudinal proposto.

Palavras-chave: ensaios de estruturas em caixão, imperfeições iniciais, momento último, resistência longitudinal de navios, resistência última de placas, tensões residuais.

Title: Ultimate strength of ship's structures under pure bending

Abstract

The objective of this thesis is to develop a method for the evaluation of the behaviour of ship's structures under bending moments, which includes not only the estimation of the ultimate moment support by the ship but also the pre and post collapse behaviour.

The compression of plate elements is treated with special attention and dependence of the ultimate strength on the boundary conditions, slenderness, aspect ratio, initial imperfections and residual stresses is investigated. Regarding to stiffened plates under compression, the influence of different material properties in the plate and stiffener and different geometry of the stiffener is investigated. The results of the work on plates is also incorporated in the method of evaluation of the behaviour of stiffened plates.

Five experiments on box girders under pure bending moments have been done in order to validate the method. Also they allow the study of residual stress relief and residual strength after collapse. These box girders have a geometry of typical ship's hulls so they may be taken as representative of them.

Key-words: Box-girder tests, initial imperfections, longitudinal strength of ships, residual stresses, ultimate bending moment, ultimate strength of plates.

Agradecimentos

A conclusão desta dissertação só foi possível graças à contribuição e apoio de diversas pessoas e entidades.

Gostaria de agradecer ao Prof. Carlos Guedes Soares pela supervisão e forma cuidadosa como reviu esta dissertação.

O apoio financeiro da Unidade de Engenharia e Tecnologia Naval e do Arsenal do Alfeite foi essencial à execução da parte experimental desta dissertação. O empenhamento dos responsáveis pelo Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, nas pessoas do Prof. Jorge Proença e do sr. Fernando Alves, que em muito contribuíram para que a instrumentação e aquisição de dados fosse um sucesso. O trabalho dedicado e interessado dos alunos finalistas Alexandre Fonseca e Sandra Ralheta na instalação dos numerosos transdutores e acompanhamento de toda a parte experimental constituiu uma ajuda preciosa.

Gostaria de agradecer em especial a todas as pessoas amigas que se interessaram pela evolução e conclusão deste trabalho, que me incentivaram nas mais diversas formas a concluí-lo, e que constituíram a fonte e motivação circunstancial para a apresentação em tempo desta dissertação. Incluo entre elas, naturalmente, os meus dois filhos Rita e Bernardo que apesar da tenra idade, foram inexcedíveis no apoio e compreensão da importância deste trabalho. Aos dois dedico esta dissertação.

Índice de Matérias

Capítulo 1	Resistência Longitudinal de Navios.....	1
1.1	Introdução	1
1.2	Evolução do estudo da resistência longitudinal do navio	5
1.3	Métodos existentes.....	7
1.3.1	Métodos directos.....	7
1.3.2	Métodos de colapso progressivo	9
1.4	Resultados experimentais	14
1.5	Objectivos e organização da dissertação	14
Capítulo 2	Resistência Longitudinal de Placas	19
2.1	Resenha histórica	19
2.1.1	Trabalhos experimentais.....	21
2.2	Resistência limite e esbeltez da placa.....	22
2.3	Condições fronteira e constrangimento dos bordos da placa	26
2.3.1	Acção das balizas nas condições fronteira	27
2.3.2	Grau de constrangimento	28
2.3.3	Análise detalhada dos resultados.....	34
2.4	Efeito das imperfeições geométricas iniciais.....	41
2.4.1	Amplitude das distorções.....	43
2.4.2	Quantificação das variações na resistência	45
2.5	Razão de dimensões.	61
2.5.1	Dependência do modo das imperfeições iniciais.....	62
2.5.2	Resistência última de placas restringidas.....	69
2.5.3	Comparação com as placas quadradas.....	71
2.5.4	Razão de dimensões e a teoria elástica de placas.....	74
2.5.5	Grandes deformações.....	77
2.6	Tensões residuais.	82
2.6.1	Resistência máxima	82
2.6.2	Alívio de tensões residuais.....	94
2.7	Curvas tensão extensão	96
2.7.1	Largura efectiva e tensão média	100

2.7.2	Comparação entre as curvas aproximadas e os elementos finitos	101
2.8	Considerações Finais	106
Capítulo 3	Resistência Transversal de Placas	109
3.1	Resenha histórica	109
3.2	Estudos preliminar sobre a resistência transversal última	113
3.3	Estimativa da Resistência Última	114
3.3.1	Sobre desacoplamento entre a esbelteza e a razão de dimensões	118
3.4	Tensão longitudinal induzida pela compressão transversal	119
3.5	Curvas tensão extensão médias	122
3.6	Influência das imperfeições geométricas iniciais	127
3.6.1	Razão de Dimensões $\alpha=2$	128
3.6.2	Razão de Dimensões $\alpha=2,5$	134
3.6.3	Razão de Dimensões $\alpha=3$	139
3.6.4	Razão de Dimensões $\alpha=4$	143
3.6.5	Razão de Dimensões $\alpha=5$	147
3.7	Considerações Finais	149
Capítulo 4	Resistência de Placas Reforçadas.....	151
4.1	Estado da Arte	151
4.1.1	Métodos analíticos	153
4.1.2	Métodos computacionais.....	155
4.1.3	Resultados experimentais.....	156
4.2	Desempenho dos métodos de projecto.....	159
4.2.1	Método de Faulkner	160
4.2.2	Formulação de Perry -Robertson	164
4.2.3	Método da ABS	166
4.2.4	Instabilidade dos reforços	169
4.2.5	Calibração com os testes	172
4.2.6	Pressão lateral e compressão.....	183
4.3	Estudo Sistemático.....	189

4.3.1	Condições de fronteira dos modelos.....	189
4.3.2	Caracterização geométrica.....	190
4.3.3	Descrição das propriedades do material.....	191
4.3.4	Modelo de elementos finitos e resultados numéricos	192
4.4	Representatividade do modelo e consequências do multivão	205
4.5	Efeito da geometria e das tensões residuais na resistência.....	210
4.5.1	Breve descrição do método	211
4.5.2	Caracterização dos modelos.....	212
4.5.3	Resistência de painéis pelo método aproximado.....	215
4.6	Considerações finais	221
Capítulo 5	Método de Previsão de Resistência Longitudinal de Navios	225
5.1	Conceitos básicos utilizados.....	225
5.2	Descrição analítica do método	229
5.3	Modelo de comportamento dos elementos reforçados	231
5.4	Resumo das fórmulas utilizadas no método.....	232
5.4.1	Largura efectiva da placa associada.....	232
5.4.2	Alterações devidas às tensões residuais.....	233
5.4.3	Representação gráfica.....	234
5.4.4	Compressão transversal.....	240
Capítulo 6	Ensaaios de Colapso em Flexão de Vigas em Caixão	241
6.1	Resenha histórica	241
6.2	Preparação dos ensaios	242
6.2.1	Geometria e características mecânicas.....	243
6.3	Compilação dos resultados dos ensaios	254
6.3.1	Medições directas.....	255
6.4	Sequência dos Ensaaios das Vigas Caixão	262
6.5	Propriedades do material	263
6.6	Resultados do ensaio do modelo M3-200.....	266
6.6.1	Ciclos iniciais de carga	266
6.6.2	Ciclo Final de Carga	268
6.6.3	Tensões Residuais.....	275

6.6.4	Posição do eixo neutro	279
6.6.5	Efectividade dos painéis em tracção	282
6.6.6	Efectividade dos painéis em compressão	292
6.7	Resultados do ensaio do modelo M4-200.....	297
6.7.1	Instrumentação e descrição geral do ensaio	299
6.7.2	Relação entre o momento e a curvatura	299
6.7.3	Módulo estrutural tangente	304
6.8	Resultados do ensaio do modelo M2-200.....	307
6.8.1	Relação entre o momento e a curvatura	307
6.9	Resultados do ensaio do modelo M3-150.....	313
6.9.1	Relação entre o momento e a curvatura	314
6.10	Resultados do ensaio do modelo M3-100.....	319
6.10.1	Relação entre o momento e a curvatura	319
6.11	Considerações finais.....	324
Capítulo 7	Comparação de Resultados Numéricos e Experimentais.....	329
7.1	Momento flector máximo suportado	329
7.1.1	Comparação dos ensaios com o momento último previsto.....	331
7.2	Desempenho estrutural e dependência da esbelteza de placa e coluna	340
7.3	Comparação das curvas momento-curvatura	342
7.3.1	Modelo M4-200	342
7.3.2	Modelo M3-200	345
7.3.3	Modelo M2-200	346
7.3.4	Modelo M3-150	348
7.3.5	Modelo M3-100	350
7.4	Efeito das tensões residuais na resistência da placa reforçada	352
7.5	Considerações finais.....	355
Capítulo 8	Conclusões e Desenvolvimento Futuro.....	357
8.1	Conclusões sobre o estudo de elementos estruturais	357
8.1.1	Placas carregadas longitudinalmente	358

8.1.2	Placas carregadas transversalmente.....	360
8.1.3	Placas reforçadas.....	360
8.2	Ensaio à flexão de vigas caixão	361
8.3	Trabalhos Futuros	362
	Referências	363
Anexo A	Resistência Longitudinal de Placas	377
A.1	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 2	377
A.1.1	Placas semi espessas ($\beta=1,69$).....	377
A.1.2	Placas esbeltas ($\beta=3,38$)	379
A.2	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 3	380
A.2.1	Resumo das características geométricas, das imperfeições iniciais.....	380
A.2.2	Influência das imperfeições.....	380
A.3	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 2	382
A.4	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 3	383
A.5	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 4	383
A.6	Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 5	384
A.7	Placas Quadradas.....	385
Anexo B	Resistência Transversal de Placas.....	387
B.1	Razão de Dimensões $\alpha=2$	387
B.2	Razão de Dimensões $\alpha=2.5$	388
B.3	Razão de Dimensões $\alpha=3.0$	389
B.4	Razão de Dimensões $\alpha=4.0$	390
B.5	Razão de Dimensões $\alpha=5.0$	391
Anexo C	Ensaio de Vigas em Caixão	393
C.1	Modelo M4-200.....	394
C.1.1	Instalação e instrumentação	394
C.1.2	Fase de pós colapso	399
C.2	Modelo M3-200.....	403
C.2.1	Montagem e início de colapso.....	403
C.2.2	Fase de pós colapso	406

C.3	Modelo M2-200	414
C.4	Modelo M3-100	418
Anexo D	Ensaio de Tracção.....	423
D.1	Ensaio de tracção dos provetes em chapa de 2mm.....	423
D.2	Ensaio de tracção dos provetes em chapa de 3mm	427
D.3	Ensaio de tracção dos provetes de chapa de 4mm.....	431
Anexo E.	Dimensionamento da Estrutura dos Ensaio.....	435
E.1	Dimensionamento dos Mordentes	435
E.2	Ligação aparafusada.....	436
E.3	Dimensionamento da viga de transmissão	436
E.4	Concentração de tensão	436
E.5	Verificação dos Parafusos.....	437

Índice de Figuras

Figura 1	Estruturas típicas de navios.	1
Figura 2	Esforços primários para duas condições de carga diferentes.....	2
Figura 3	Distribuição de carga e impulsão de um navio.....	3
Figura 4	Comparação entre diversos tipos de formulações da previsão da resistência limite de placas simplesmente apoiadas sujeitas a carregamento uniaxial de compressão na direcção longitudinal.	25
Figura 5	Variação na resistência de placas simplesmente apoiadas devido ao constrangimento dos bordos e comparação com a respectiva regressão linear.....	30
Figura 6	Estado de tensão transversal a meia espessura de placas simplesmente apoiadas não restringidas (em cima) e constrangidas (em baixo) com $b/t=125$	31
Figura 7	Comparação da deformada no nó com maior deformação pós colapso para uma placa de esbeltez 4,25.	32
Figura 8	Resumo gráfico do efeito do grau de constrangimento em placas simplesmente apoiadas de razão de dimensões 3.	33
Figura 9	Curvas tensão extensão de placas muito espessas com $\alpha=3$, $\beta=0,85$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.	34
Figura 10	Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=1,35$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.	35
Figura 11	Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=1,69$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.	36
Figura 12	Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=2,54$ e imperfeições iniciais dadas pela Tabela 38 no Anexo A.....	36
Figura 13	Curvas tensão extensão de placas com $\alpha=3$, $\beta=3,45$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.....	37
Figura 14	Curvas tensão extensão de placas com $\alpha=3$, $\beta=4,23$ e imperfeições iniciais dadas pela Tabela 38 no Anexo A.	38
Figura 15	Carregamento e colapso de placas muito esbeltas ($b/t=125$) com diferentes amplitudes no modo crítico resultando em modos de colapso diferentes. Na coluna da esquerda mostra-se a evolução da deformada da placa com menor imperfeição no modo crítico. Em cada uma das gravuras existe um gráfico auxiliar que permite localizar o ponto de carregamento.	39
Figura 16	Modos de colapso em placas muito esbeltas com iguais imperfeições iniciais e diferentes condições fronteira: não restringidas (AU), constrangidas (AC) e restringidas (AR).	40

Figura 17	Efeito das distorções em placas simplesmente apoiadas de razão de dimensões 2 e esbeltez 1,7.....	42
Figura 18	Comparação entre as previsões de imperfeições iniciais máximas entre diversos investigadores.....	44
Figura 19	Resistência versus imperfeições em placas semi espessas, $\beta=1,69$ e $\alpha=2$, e por grupos de formas das imperfeições.....	48
Figura 20	Consequências da forma das distorções da placa nas curvas tensão extensão médias para uma placa de $\alpha=2$ e $\beta=1,69$ e comparação com o método aproximado (AM).	49
Figura 21	Resistência versus imperfeições em placas esbeltas, $\beta=3,38$ e $\alpha=2$, e por grupos de forma das imperfeições.....	52
Figura 22	Deformada da placa D antes e no colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.	53
Figura 23	Deformada da placa B antes e após colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.	54
Figura 24	Deformada da placa F antes e no colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.	54
Figura 25	Deformada da placa G antes do colapso. O gráfico à direita indica o ponto de carga da curva força-deslocamento.	55
Figura 26	Curvas tensão extensão para placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=2$, $\beta=3,38$, distorções médias e diversas razões entre a primeira e segunda componente das distorções, respectivamente, 1(O), 2(P), 3(R), 4(Q) e 6(B).	57
Figura 27	Resistência máxima para placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=2$, $\beta=3,38$, com distorções médias.....	57
Figura 28	Módulo secante no colapso em função da amplitude e modo das imperfeições iniciais. Razão entre componentes de 6.	59
Figura 29	Extensão última em função da amplitude e modo das imperfeições iniciais. Razão entre componentes de 6.....	59
Figura 30	Relação entre o módulo secante e a resistência última em placas rectangulares esbeltas e de razão de dimensões 2.....	60
Figura 31	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 2 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).	63
Figura 32	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 3 e imperfeições iniciais de 1 mm de	

	amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).	63
Figura 33	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 4 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).	64
Figura 34	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 5 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).	64
Figura 35	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A) e diferentes razões de aspecto.	65
Figura 36	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente fundamental (B) e diferentes razões de aspecto.	65
Figura 37	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente superior à crítica (C, $m=\alpha+1$) e diferentes razões de aspecto.	66
Figura 38	Tensão transversal normalizada presente no carregamento longitudinal de placas simplesmente apoiadas e restringidas com $\alpha=3$ e modo fundamental das imperfeições para vários β	67
Figura 39	Tensão transversal normalizada presente no carregamento longitudinal de placas simplesmente apoiadas e restringidas com $\beta=2,54$ e $\alpha=3$	68
Figura 40	Mudança de modo durante o carregamento longitudinal da placa $\alpha=3$ e $\beta=4,23$ com imperfeições iniciais dominantes no modo fundamental.	69
Figura 41	Comparação entre as previsões de resistência e resistência máxima de placas com $\alpha=4$, diversos modos de imperfeições iniciais e amplitude máxima do modo maior igual a 1mm.	70
Figura 42	Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica ($m=\alpha$) ou superior à crítica (C, $m=\alpha+1$) e diferentes razões de dimensões.	71
Figura 43	Comportamento de placas quadradas, restringidas, de esbeltez 4,23, para vários modos de imperfeições iniciais mas mesma amplitude máxima.	73
Figura 44	Comportamento de placas quadradas, restringidas, de esbeltez 3,38, para vários modos de imperfeições iniciais mas mesma amplitude máxima. A	

	percentagem representa o peso do 2º modo das imperfeições iniciais relativamente ao 1º modo.	73
Figura 45	Modelo de placa	79
Figura 46	Distribuição de tensões longitudinais nos topos (esquerda) e a meio (direita) de uma placa quadrada perfeita ($b/t=100$) depois da tensão de instabilidade elástica para vários valores de n	80
Figura 47	Módulo estrutural tangente em placas restringidas (PR) e não restringidas (PNR), com (c) e sem (s) tensões residuais (TR) e $\eta t/b=0,1$	86
Figura 48	Distribuição de tensões residuais numa placa e correspondente modelo.	89
Figura 49	Construção da curva aproximada do comportamento do elemento placa com tensões residuais e esbelteza igual a 2.....	91
Figura 50	Correcção à curva de resposta do material em compressão devido à existência de tensões residuais na placa não restringida, Gordo-93 [86], para vários níveis de tensões residuais.....	91
Figura 51	Distribuição das tensões residuais normalizadas na faixa à tracção para vários modelos.	94
Figura 52	Construção das curvas médias tensão-extensão (C) para um elemento de placa restringido, sem tensões residuais, com uma esbelteza nominal de 2 e representação das curvas auxiliares do comportamento do material (A) e da largura efectiva (B).....	97
Figura 53	Representação das curvas tensão-extensão normalizadas de placas simplesmente apoiadas, não restringidas (1993) e restringidas (Actual) para diversos níveis de esbelteza nominal ($\beta_0=1, 2, 3$ e 4) e com distorções médias.....	98
Figura 54	Largura efectiva de placas.	99
Figura 55	Distribuição de tensões numa placa em compressão (interrompido largo), no modelo conceptual de largura efectiva (interrompido curto) e tensão média correspondente.	101
Figura 56	Curvas tensão alongamento espessas de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.....	102
Figura 57	Curvas tensão alongamento de placas intermédias de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.	103
Figura 58	Curvas tensão alongamento de placas esbeltas de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.	104
Figura 59	Curvas corrigidas para várias esbeltez	106
Figura 60	Representação gráfica da resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e restringidas segundo a equação (96) e sua comparação com os pontos obtidos numericamente por elementos finitos.....	117

Figura 61	Linhas de cedência no modelo de Valsgard.	118
Figura 62	Tensão perpendicular (longitudinal) resultante do carregamento transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da esbelteza.....	120
Figura 63	Tensão perpendicular (longitudinal) resultante do carregamento transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da razão de dimensões.....	120
Figura 64	Tensão perpendicular (longitudinal) normalizada pela tensão máxima aplicada transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da razão de dimensões.....	121
Figura 65	Comparação entre as curvas tensão alongamento prevista pelo método proposto e as obtidas por elementos finitos para placas restringidas, comprimidas transversalmente e de razão de dimensões 2.	125
Figura 66	Curvas de comportamento de placas de razão de dimensões 2 e esbelteza 1,69.....	126
Figura 67	Comparação entre as curvas tensão alongamento e a aproximação sinusoidal para placas simplesmente apoiadas, restringidas e carregadas transversalmente de razão de dimensões 2.	127
Figura 68	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais na componente fundamental, razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 0,85.....	130
Figura 69	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 1,69. ..	131
Figura 70	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 2,82.....	132
Figura 71	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 3,28.....	133
Figura 72	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 4,23.....	134
Figura 73	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais,	

	razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 0,85.....	136
Figura 74	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 1,69.	136
Figura 75	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 2,82.	137
Figura 76	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 3,38.	138
Figura 77	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 4,23.	138
Figura 78	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 0,85.	140
Figura 79	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 1,69.	141
Figura 80	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 2,82.	141
Figura 81	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 3,38.	142
Figura 82	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 4,23.	142

Figura 83	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 0,85.	144
Figura 84	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 1,69.....	145
Figura 85	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 2,82.....	145
Figura 86	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 3,38.....	146
Figura 87	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 4,23.....	146
Figura 88	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 0,85.	148
Figura 89	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 1,69 e 2,82.....	148
Figura 90	Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 3,38 e 4,23.....	149
Figura 91	Comparação entre as previsões de resistência à compressão da placa associada utilizada no método de Faulkner, método de Carlsen para a ruína da placa associada (P.I.F.) e ruína do reforço (S.I.F.) e os critérios propostos pela ABS (Frankland e crítica).	168
Figura 92	Normalização da previsão de resistência de placas reforçadas pelos resultados dos ensaios em função da esbelteza da placa associada, β	175
Figura 93	Normalização da previsão de resistência de placas reforçadas pelos	

	resultados dos ensaios em função da esbelteza de coluna, λ	176
Figura 94	Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza da placa β , utilizando a resistência máxima da placa.....	176
Figura 95	Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna λ , utilizando a resistência máxima da placa.....	177
Figura 96	Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna β , utilizando a resistência crítica da placa.....	178
Figura 97	Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna λ , utilizando a resistência crítica da placa.....	178
Figura 98	Distribuição dos resultados do método de Faulkner normalizados pelos testes.	179
Figura 99	Distribuição dos resultados do método de Carlsen normalizados pelos testes. .	180
Figura 100	Distribuição dos resultados do método da ABS usando a equação de Frankland normalizados pelos testes.....	180
Figura 101	Distribuição dos resultados do método da ABS usando a equação de resistência crítica da placa normalizados pelos testes.	180
Figura 102	Método de Faulkner. Comparação entre a resistência prevista normalizada pelo resultado do ensaio respectivo em função da resistência obtida no ensaio.....	181
Figura 103	Método de Carlsen. Comparação entre a resistência prevista normalizada pelo resultado do ensaio respectivo em função da resistência obtida no ensaio.....	181
Figura 104	Método da ABS usando a tensão máxima sem instabilidade do reforço, normalizado pelo teste e em função da resistência do teste.....	182
Figura 105	Método da ABS usando a tensão crítica sem instabilidade do reforço, normalizado pelo teste e em função da resistência do teste.....	182
Figura 106	Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner.....	186
Figura 107	Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner. Dependência da esbelteza de placa.....	186
Figura 108	Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner. Dependência da esbelteza de coluna.	187
Figura 109	Ensaio em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner:	

	dependência do parâmetro de pressão lateral.....	188
Figura 110	Ensaio em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner: dependência da esbelteza β para os testes com (P) e sem pressão lateral (0).....	188
Figura 111	Ensaio em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner: dependência da esbelteza λ para os testes com (P) e sem pressão lateral (0).....	189
Figura 112	Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=40$	193
Figura 113	Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=50$	194
Figura 114	Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=80$	196
Figura 115	Evolução da deformada da placa reforçada 3080TF e respectiva distribuição de tensões longitudinais, vermelhos 240MPa, azuis -240MPa.....	197
Figura 116	Evolução da deformada da placa reforçada 3080LF e respectiva distribuição de tensões longitudinais, vermelho escuro - 240MPa, azul escuro -240MPa.....	198
Figura 117	Eficiência de placas reforçadas em função da esbelteza de placa e coluna.....	201
Figura 118	Tensão máxima verso alongamento de colapso de placas reforçadas ordenadas por esbelteza da placa, 40, 50 e 80.....	202
Figura 119	Eficiência das placas reforçadas do tipo L em função da esbelteza nominal de coluna para várias combinações de diferentes materiais. O valor indicado na legenda corresponde à tensão equivalente.....	204
Figura 120	Modelo de painel com 4 vãos com simetria nas bainhas e apoio simples na chapa dos topos. Estados de tensão nas fases de pré colapso (em cima), colapso (a meio) e pós colapso (no fundo). Deformações ampliadas 10 vezes....	205
Figura 121	Modelo de painel com 4 vãos com simetria nas bainhas e encastramento nos topos. Estados de tensão nas fases de pré colapso (em cima), colapso (a meio) e pós colapso (no fundo). Deformações ampliadas 10 vezes.....	206
Figura 122	Extensões plásticas segundo a direcção longitudinal (em cima) e extensões plásticas equivalentes (em baixo) do painel.....	208
Figura 123	Curvas tensão média alongamento normalizados de placas reforçadas com perfis barra de 3m e correspondentes painéis de 12m de comprimento.....	209
Figura 124	Definição e representação das imperfeições geométricas iniciais. Caracterização dos perfis.....	214
Figura 125	Distribuição assumida das tensões residuais na placa e no reforço.....	215
Figura 126	Representação gráfica da resistência dos painéis com $a/b=3$	217
Figura 127	Representação gráfica da resistência dos painéis com $a/b=5$	218
Figura 128	Comparação entre a resistência normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas Barra	

	com e sem tensões residuais, $a/b=3$	220
Figura 129	Secção mestra típica de um navio de carga a granel.....	227
Figura 130	Secção mestra típica de um navio tanque de casco simples.....	227
Figura 131	Secção mestra típica de um navio porta-contentores.....	228
Figura 132	Secção mestra típica de um navio tanque de casco duplo.....	228
Figura 133	Posicionamento do elemento no navio	229
Figura 134	Comportamento em tracção com e sem tensões residuais e comparação com o modelo anterior.....	234
Figura 135	Comparação das curvas tensão normalizada – alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 1 e diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.....	236
Figura 136	Comparação das curvas tensão normalizada – alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 2 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.....	237
Figura 137	Comparação das curvas tensão normalizada – alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 3 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.....	238
Figura 138	Comparação das curvas tensão normalizada – alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 4 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.....	239
Figura 139	Esquema de carregamento e esforços associados.....	243
Figura 140	Modelo de viga em caixão montada com respectivos mordentes.....	244
Figura 141	Secção transversal da viga caixão dos modelos da primeira série.	245
Figura 142	Arranjo dos reforços nos painéis horizontais nos modelos da série A.	245
Figura 143	Distribuição de tensões imediatamente antes do colapso da viga caixão sujeita à flexão pura, segundo o programa HULLCOL.....	246
Figura 144	Exemplo das espessuras dos modelos (M3-200) e mordentes.	246
Figura 145	Previsão do comportamento à compressão de um elemento reforçado dos painéis horizontais do modelo M4-200.	247

Figura 146	Resistência da típica placa reforçada do modelo M4-200 da viga em caixão.....	248
Figura 147	Comparação entre as diversas curvas de previsão da resistência de placas simplesmente apoiadas utilizadas no Modelo M4-200.	249
Figura 148	Curvas tensão normalizada alongamento normalizado das placas da viga M3-200.....	251
Figura 149	Curvas tensão alongamento normalizados das placas reforçadas dos modelos M3-200 em ASAS-NL para diversas imperfeições iniciais.....	252
Figura 150	Curvas tensão normalizada alongamento normalizado das placas da viga M2-200.....	253
Figura 151	Equipamento de leitura de deformações.	256
Figura 152	Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa inferior antes de alterado o plano de referencia.	258
Figura 153	Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa superior depois de alterado o plano de referencia.	258
Figura 154	Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa superior depois de alterado o plano de referencia.	259
Figura 155	Imperfeições iniciais dos reforços após montagem dos mordentes e suspensão pela parte central.....	261
Figura 156	Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 2mm.....	264
Figura 157	Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 3mm.....	264
Figura 158	Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 4mm.....	264
Figura 159	Curvas tensão deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes retirados da chapa de 3mm utilizada nos modelos M3-100 e M3-150.	265
Figura 160	Curvas tensão deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes retirados do reforço barra de 3mm utilizado nos modelos M3-100 e M3-150.....	266
Figura 161	Representação das leituras dos dados obtidos nos transdutores de controlo de força e deslocamento globais do modelo M3-200 na fase de pré carregamento até 4mm, em cima, e início da fase elastoplastica, em baixo, até 10mm e 15mm.....	267
Figura 162	Representação das leituras dos dados obtidos nos transdutores de controlo de força e deslocamento globais do modelo M3-200 na fase de carregamento final.....	269
Figura 163	Relação entre a curvatura e o deslocamento vertical de controlo obtida através das leituras dos transdutores de deslocamento de referencial	

	solidário com cada uma das secções de carga (raios de curvatura R_1 e R_2) e curvatura média da viga ($1/R$).	270
Figura 164	Relação momento curvatura média da viga em caixão M3-200 no último ciclo de carga que levou ao colapso.....	271
Figura 165	Módulos estruturais tangente e secante do modelo M3-200 no ensaio final	273
Figura 166	Módulos estruturais tangente e secante do modelo M3-200 no ensaio final em escala logarítmica da curvatura.	274
Figura 167	Evolução das extensões no costado durante o carregamento final da viga M3-200.	279
Figura 168	Distribuição de extensões no costado durante o carregamento no regime elástico.	280
Figura 169	Distribuição de extensões no costado durante o carregamento em regime elástico e no pós-colapso.....	281
Figura 170	Deformação residual no costado do modelo M3-200 após o colapso total da viga.....	282
Figura 171	Distribuição transversal de extensões na fase de pré carregamento: 4, 10 e 15mm.	284
Figura 172	Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 em função do deslocamento absoluto do deflectómetro de controlo num dos ciclos iniciais, em cima, e no ciclo final, em baixo.....	286
Figura 173	Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 na fase final de carregamento e no regime pós colapso até ao deslocamento global de 40mm, em cima, e na fase de retirada do deslocamento imposto, em baixo.	288
Figura 174	Leituras nos extensómetros da chaparia junto às balizas do painel de tracção do modelo M3-200.	290
Figura 175	Deformação axial nos extensómetros dos reforços e das zonas adjacentes da chapa.....	291
Figura 176	Extensómetros a meio vão do fundo do modelo M3-200.	292
Figura 177	Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a 50mm da baliza até ao momento máximo suportado.	293
Figura 178	Medições nos nove extensómetros no painel à compressão do modelo M3-200 localizados a meio vão até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.	295
Figura 179	Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a meio vão até ao momento máximo suportado.....	296
Figura 180	Medições nos extensómetros colocados nos reforços do painel à compressão do modelo M3-200 localizados a meio vão até ao deslocamento máximo	

	aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.	297
Figura 181	Curva força deslocamento nos quatro ciclos de carga do modelo M4-200	298
Figura 182	Correlação entre os deflectómetros de medição da rotação das secções.	300
Figura 183	Curvas momento curvatura no 1º ciclo de carregamento medidas nos dois deflectómetros.....	300
Figura 184	Curva momento curvatura medidas no deflectómetro 2 para os quatro ciclos e comparação com a curva medida no deflectómetro 1 em dois ciclos.	301
Figura 185	Curva momento curvatura absoluta medida no deflectómetro 2.....	303
Figura 186	Módulo estrutural tangente da viga caixão M4-200	304
Figura 187	Módulo tangente em descarga em função da curvatura relativa à curvatura máxima.	306
Figura 188	Colapso do painel do modelo M4-200 em compressão.....	306
Figura 189	Curva força deslocamento imposto do modelo M2-200	308
Figura 190	Curva momento curvatura do 1º ciclo de carga do caixão M2-200.	309
Figura 191	Curva momento vs. curvatura para os ciclos de colapso e de pós colapso no modelo M2-200.	310
Figura 192	Deformada durante o colapso do modelo M2-200 vista de lados opostos.....	311
Figura 193	Módulo tangente no ciclo de colapso do modelo M2-200.	313
Figura 194	Curva força deslocamento imposto do modelo M3-150	314
Figura 195	Curva momento curvatura dos ciclo de carga iniciais do caixão M3-150.....	315
Figura 196	Relação entre as curvaturas medidas pelos diferentes deflectómetros colocados em lados opostos da viga caixão M3-150	317
Figura 197	Curva momento versus curvatura para os ciclos de colapso e de pós colapso no modelo M3-150.....	317
Figura 198	Módulo tangente na fase de carga dos diversos ciclos do modelo M3-150. A curvatura residual dos ciclos anteriores foi retirada no eixo das abcissas.	319
Figura 199	Curva força deslocamento imposto do modelo M3-100	320
Figura 200	Curva momento vs. curvatura do ensaio do modelo M3-100.	320
Figura 201	Módulo estrutural tangente no ciclo de colapso do modelo M3-100.	322
Figura 202	Módulo estrutural tangente vs. Momento flector do modelo M3-100.	323
Figura 203	Deformações permanentes no final do ensaio do modelo M2-200.....	326
Figura 204	Comparação dos parâmetros estruturais dos modelos entre o projecto inicial e a estrutura real.	330
Figura 205	Geometria de colapso do modelo M3-200.....	334
Figura 206	Geometria de colapso do modelo M3-100.....	337
Figura 207	Pormenor da falha por instabilidade do reforço do modelo M3-100	338
Figura 208	Dependência do momento último real normalizado pelo momento elástico	

	(desempenho estrutural) relativamente à esbelteza de placa β e coluna λ	341
Figura 209	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M4-200.....	343
Figura 210	Falha dos esquadros no ensaio do modelo M4-200.....	343
Figura 211	Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M4-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 310 MPa.	344
Figura 212	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-200.....	345
Figura 213	Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 183 MPa.	346
Figura 214	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M2-200.....	347
Figura 215	Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M2-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 177 MPa.	348
Figura 216	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-150.....	349
Figura 217	Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-150 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 290 MPa.	349
Figura 218	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-100.....	350
Figura 219	Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-100 com curvatura translaccionada de 0,001 rad/m.	351
Figura 220	Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-100 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 290 MPa.	352
Figura 221	Influência das tensões residuais na efectividade das placas reforçadas dos modelos.	353
Figura 222	Factor de degradação de resistência de placas reforçadas dos modelos ensaiados.....	354
Figura 223	Factor de redução e sua dependência da esbelteza de placa e de coluna	354
Figura 224	Influência das distorções em placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=3$ e $\beta=0.85$	381
Figura 225	Influência das distorções em placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=3$ e $\beta=4.23$	381
Figura 226	Sistema de carga e controlo.....	393
Figura 227	Instalação e sistema de controlo.....	394
Figura 228	Vista da disposição dos extensómetros no topo e costado.....	395
Figura 229	Disposição dos extensómetros no fundo e dos deflectómetros. Vista do	

	sistema de leitura de curvatura.	396
Figura 230	Vistas do painel em compressão a meio do carregamento de lados opostos. Não se detectam deformações significativas.	397
Figura 231	Início do colapso. Aumento das deformações na superfície da placa.....	398
Figura 232	Falha da soldadura do esquadro na fase de colapso.	399
Figura 233	Deformada residual do painel em compressão após o colapso da estrutura. Falha da placa muito localizada acompanhada por deformações importantes na barra dos reforços.....	399
Figura 234	Deformações induzidas nos costados mais acentuadas de um dos lados. Importância do espaçamento dos reforços do costado na limitação do dano.	400
Figura 235	Pormenores das falhas nas soldaduras do esquadros do painel em tracção devido às grandes deformações na fase de pós colapso.	401
Figura 236	Falha na soldadura de ligação placa-reforço e pormenor das grandes deformações verticais permanentes no reforço devido à geometria da falha da placa.	402
Figura 237	Sequência de colapso. À esquerda, início. À direita, depois de grandes deformações plásticas.	402
Figura 238	Instrumentação na parte superior e inferior do modelo.	403
Figura 239	Vistas da deformada na fase de colapso.....	404
Figura 240	Igual à anterior mas em fase mais adiantada de colapso. Curvatura vertical dos reforços mais acentuada.....	405
Figura 241	Vista do conjunto na fase de desmontagem.	406
Figura 242	Vistas de topo do estado de deformação final.....	407
Figura 243	Localidade do colapso e desenvolvimento de deformações permanentes induzidas até ao fundo o qual corresponde ao painel em tracção.....	407
Figura 244	Deformada final da placa em compressão	408
Figura 245	Deformada final dos costados e fundo.....	408
Figura 246	Rotação transversal relativa entre as secções extremas do provete M3-200.....	408
Figura 247	Curvatura e rotação transversal em função do momento flector suportado.	409
Figura 248	Leituras no ensaio ao colapso e descarga dos deflectómetros instalados no modelo M3-200.	409
Figura 249	Leituras nos extensómetros do costado do modelo M3-200 na fase final de carregamento, no regime pós colapso e descarregamento posterior.	410
Figura 250	Posição do eixo neutro da viga em caixão M3-200 durante o pré carregamento e respectivos descarregamentos	410
Figura 251	Distribuição de extensões no costado do modelo M3-200 na fase final de carregamento e no regime pós colapso até ao deslocamento global de 40mm,	

	em cima, e na fase de descarga do deslocamento imposto, em baixo.	411
Figura 252	Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 em função do deslocamento absoluto do deflectómetro de controlo num dos ciclos iniciais.....	412
Figura 253	Medições nos cinco extensómetros no painel à compressão do modelo M3-200 localizados a 50mm da baliza até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.	412
Figura 254	Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a 50mm da baliza até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm.	413
Figura 255	Recuperação de extensões e valores residuais no convés na retirada do deslocamento imposto após o colapso total do caixão M3-200.	413
Figura 256	Vista do painel em compressão.....	414
Figura 257	Vista do costado e distribuição de extensómetros.....	414
Figura 258	Deformada de colapso vista de lados opostos em fase intermédia.....	415
Figura 259	Deformada final residual no painel superior e costado.....	416
Figura 260	Pormenor da falha do reforço após a falha da placa. Importância da soldadura contínua na resistência pós colapso.	417
Figura 261	Levantamento do painel em compressão em direcção ao reforço, característico da falha da placa.	417
Figura 262	Evolução da deformada dos painéis superior e lateral com o aumento do carregamento. Em cima nota-se o início de instabilidade da placa e reforço do painel lateral. Em baixo já se deu o colapso da viga caixão.....	418
Figura 263	Geometria de colapso do painel em compressão e sua interacção com o costado (em cima) e deformada de colapso do costado (em baixo). Notar a natureza local do colapso.....	419
Figura 264	Pormenores da falha do reforço. Não é detectável qualquer tipo de instabilidade dos elementos de placa.....	420
Figura 265	Grandes deformações fora do plano inicial do costado na região de falha.	421
Figura 266	Alçado do mordente.	435

Índice de Tabelas

Tabela 1	Resistência última de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$) com diferentes graus de constrangimento: U - não restringidas, C - constrangidas, R - restringidas.....	29
Tabela 2	Amplitude dos componentes das imperfeições iniciais das placas da Figura 17.....	43
Tabela 3	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	46
Tabela 4	Resistência longitudinal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais. * A extensão calculada representa o início de perda de efectividade da placa e não o início de plastificação.	46
Tabela 5	Resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e tensão longitudinal correspondente devido à restrição do movimento nos topos. Detalhes disponíveis no Anexo B.....	115
Tabela 6	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	128
Tabela 7	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	129
Tabela 8	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 625 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	135
Tabela 9	Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=2,5$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	135
Tabela 10	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 750 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	139
Tabela 11	Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=3$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	139
Tabela 12	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 1000 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	143
Tabela 13	Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=4$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	144
Tabela 14	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 1250 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	147
Tabela 15	Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=5$) com vários níveis de	

	imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	147
Tabela 16	Comparação dos diversos métodos de previsão de resistência organizados por origem dos testes, tipo de soldadura (continua e intermitente) e condições fronteira nos topos carregados (encastrado e simplesmente apoiado). A previsão denominada ABS-UPS usa a resistência máxima da placa dada pela equação (8) e previsão ABS-CPS utiliza a equação (123).	173
Tabela 17	Comparação dos diferentes métodos de previsão de resistência organizados por origem dos testes.....	185
Tabela 18	Condições fronteira dos modelos de placas reforçadas. Chave: PL - Placa; AR - Alma do reforço; FR - Banzo do reforço; DI - Deslocamento imposto; L - Livre; R - Restringido.....	190
Tabela 19	Classificação dos modelos de placas reforçadas e combinações utilizadas.	191
Tabela 20	Resistência máxima de placas reforçadas em função da esbelteza da placa, da coluna e das imperfeições iniciais.	200
Tabela 21	Geometria dos perfis	213
Tabela 22	Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas sem tensões residuais de razão de dimensões 3.	216
Tabela 23	Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas sem tensões residuais de razão de dimensões 5.	218
Tabela 24	Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas Barra com tensões residuais de razão de dimensões 3.	219
Tabela 25	Geometria e resistência dos painéis à compressão do caixão M3-200, parcialmente extraída da Tabela 43. MA-método aproximado; P*- PANFEM, modo *; A*-ASAS, modo *.	250
Tabela 26	Geometria e resistência dos painéis à compressão do caixão M2-200, parcialmente extraída da Tabela 43. MA-método aproximado; P*- PANFEM, modo *; A*-ASAS, modo *.	253
Tabela 27	Características dos provetes de vigas em caixão da primeira série.	254
Tabela 28	Previsões iniciais de projecto para cada modelo de viga em caixão da primeira série.....	254
Tabela 29	Imperfeições iniciais dos reforços após montagem dos mordentes e suspensão pela parte central. Na parte superior apresentada-se os resultados absolutos das medições e na parte inferior os resultados após mudança de referencial.....	260
Tabela 30	Características mecânicas dos aços utilizados nos modelos M3-200, M2-200 e M4-200. Resultados dos ensaios de tracção e valores médios.....	263

Tabela 31	Energia dissipada em cada ciclo de carregamento. A energia está expressa em Nm.	268
Tabela 32	Resumo das características geométricas dos modelos viga caixão.....	329
Tabela 33	Resistência à flexão das vigas caixão ensaiadas.	331
Tabela 34	Influência das tensões residuais no momento último previsto.....	333
Tabela 35	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura. * valor da componente m=3; n=1.....	377
Tabela 36	Resistência longitudinal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais.....	378
Tabela 37	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 2,5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura e respectiva resistência longitudinal e modo de colapso.....	379
Tabela 38	Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie A.	380
Tabela 39	Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie B.....	380
Tabela 40	Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie C.	380
Tabela 41	Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=2$ com vários modos de imperfeições iniciais. Série 3.	382
Tabela 42	Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=3$ com vários modos de imperfeições iniciais. O termo a_{21} é igual a 0,1. Série 4.....	383
Tabela 43	Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=4$ com vários modos de imperfeições iniciais. Os termos a_{21} e a_{31} são iguais a 0,1.....	384
Tabela 44	Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=5$ com vários modos de imperfeições iniciais. Os termos a_{21} , a_{31} e a_{41} são iguais a 0,1.	385
Tabela 45	Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais crítico e amplitude de 1mm. Série A.	385
Tabela 46	Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais de ordem superior ao crítico ($m=2$) e amplitude de 1mm. Série B.....	386
Tabela 47	Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais crítico e amplitude de 1mm com componente não nula para $m=2$. Série C.	386
Tabela 48	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	387
Tabela 49	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.	387
Tabela 50	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 625 mm de	

	comprimento e 250 mm de largura.....	388
Tabela 51	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	388
Tabela 52	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 750 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	389
Tabela 53	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	389
Tabela 54	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 1000 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	390
Tabela 55	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	390
Tabela 56	Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 1250 mm de comprimento e 250 mm de largura.....	391
Tabela 57	Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.....	391

Capítulo 1 Resistência Longitudinal de Navios

1.1 Introdução

O projecto estrutural de navios apresenta várias fases a que correspondem vários estados de desenvolvimento do mesmo.

Numa primeira fase, vulgarmente designada por anteprojecto, é estabelecido o arranjo fundamental da estrutura, definindo-se o posicionamento e localização de anteparas transversais e longitudinais, decidindo-se sobre a existência de duplo fundo, duplo casco, tipo e localização de aberturas, entre outras.

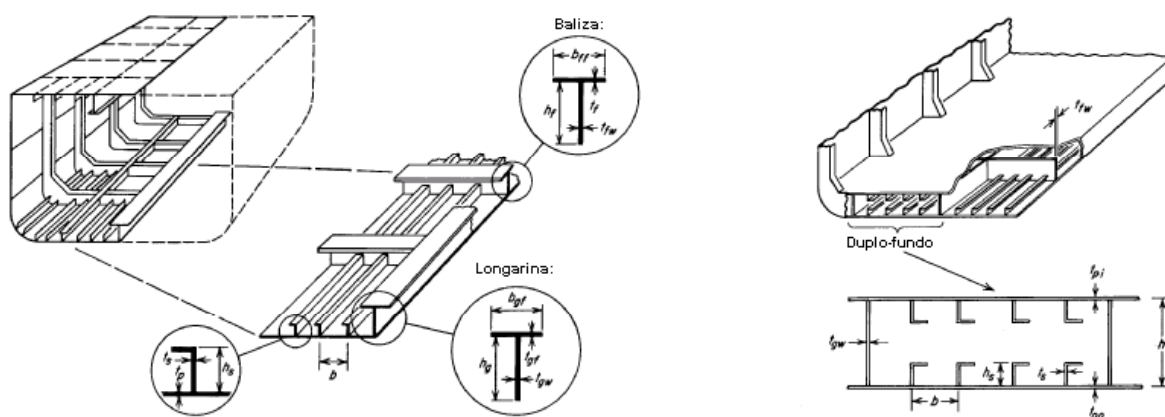


Figura 1 Estruturas típicas de navios.

Nesta fase são ainda definidas as forças a que o casco do navio vai estar sujeito, a partir das quais são calculados os esforços globais, nomeadamente o esforço transversal, o momento flector e o momento torsor, correspondentes aos esforços primários para cada condição de carga como se esquematiza na Figura 2. Os esforços primários são os que provocam a resposta global do casco como uma viga de paredes finas sujeitas à flexão segundo o eixo longitudinal. Com base nos esforços primários é estabelecido o nível mínimo de resistência, dita longitudinal, que deve dispor cada secção do navio.

Na prática, a resistência longitudinal requerida é baseada na satisfação de um número reduzido de quesitos, dependentes das características geométricas da

secção do casco em questão e do material com que o mesmo vai ser construído.

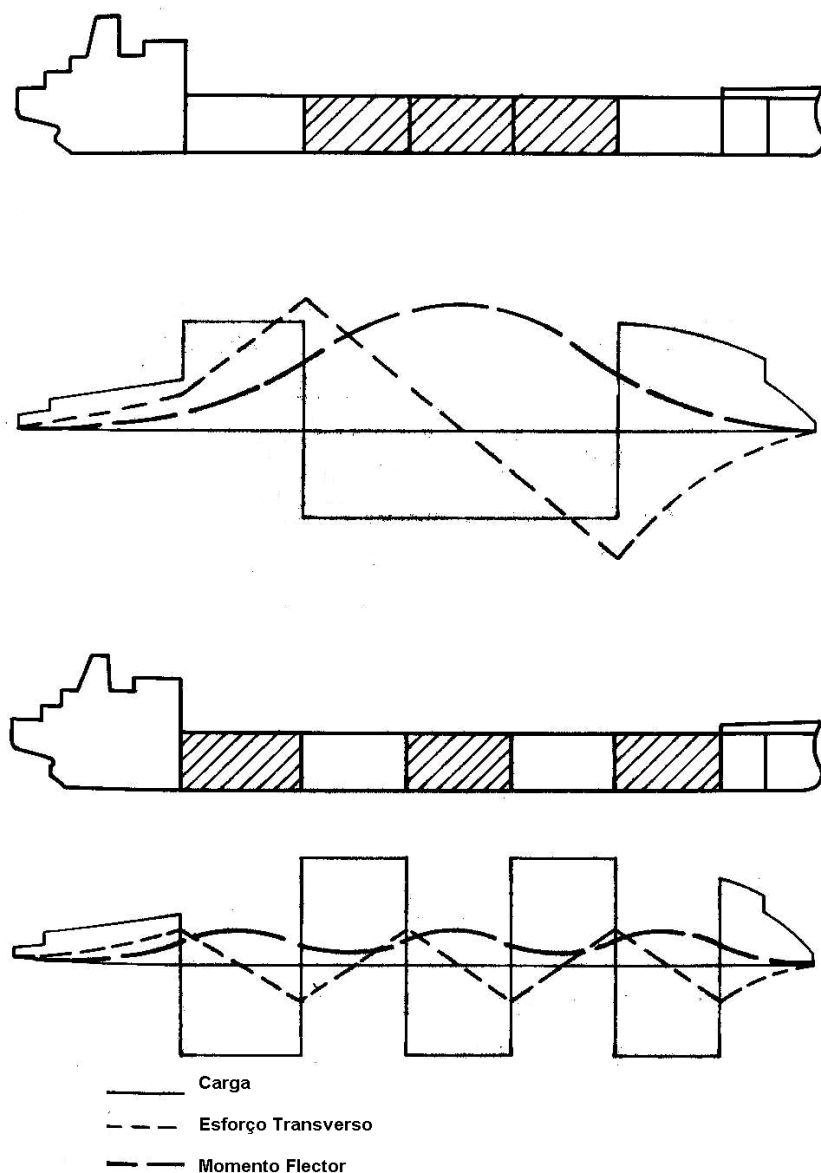


Figura 2 Esforços primários para duas condições de carga diferentes.

Para além da resistência longitudinal que corresponde ao comportamento global primário do casco do navio considerado como uma viga, o projecto estrutural do navio envolve ainda a avaliação dos esforços secundários que afectam essencialmente a estrutura local, condicionando quer o arranjo estrutural quer o dimensionamento dessa estrutura local, nomeadamente das chapas e dos reforços. Está-se já na fase de projecto propriamente dito. As alterações introduzidas na estrutura local em resultado da avaliação pormenorizada das forças locais tem implicações directas na resistência longitudinal, obrigando a

verificações posteriores da satisfação dos quesitos mínimos da estrutura primária.

Por fim, no projecto de detalhe, são definidas a posição, número e forma de um conjunto de componentes que apesar de não contribuírem directamente para a resistência aos grandes esforços a que está sujeito o casco, permitem resolver alguns problemas como seja garantir a eficaz transferência de esforços entre elementos ou a garantia da configuração sob carga (esquadros, reforços não efectivos), ou pura e simplesmente resolver problemas técnicos como seja a necessidade de existência de aberturas em elementos estruturais para a passagem de encanamentos ou pessoas (golas, reticulado local, etc.).

A resistência longitudinal de navios é um dos componentes fundamentais do projecto estrutural dos navios. Na sua avaliação, o navio é modelado como uma viga que suporta, para além do seu peso próprio, a carga que é transportada, seja carga líquida ou sólida a granel, contentorizada, camiões, carros, passageiros, etc. O suporte dessa viga é contínuo a todo o comprimento e resulta directamente da acção da impulsão da água em que flutua, representada pela linha a tracejado da Figura 3.

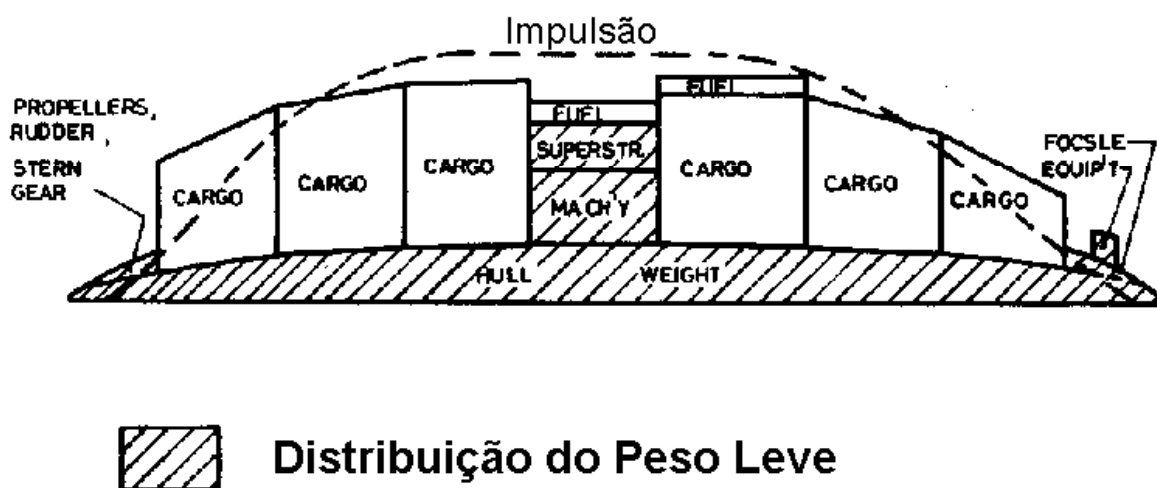


Figura 3 Distribuição de carga e impulsão de um navio.

Ainda no campo das solicitações, assumem bastante relevo as forças variáveis resultantes da natureza dinâmica do movimento do navio em águas agitadas, as quais são geradoras de forças de inércia não desprezáveis, além do próprio sistema de ondas e a sua posição relativa ao navio alterar por si só a

distribuição de impulsões ao longo do comprimento do navio.

O estudo da resistência longitudinal do navio tem sofrido um desenvolvimento bastante grande nas suas últimas décadas. Este interesse é consequência directa da insuficiente credibilidade dos cálculos tradicionais de avaliação da resistência longitudinal do navio baseados na teoria elástica de vigas e no critério da primeira cedência. Caldwell [1] em 1965 chamou a atenção para esta insuficiência do cálculo tradicional, distinguindo claramente entre o conceito de resistência limite elástica e resistência limite 'plástica', mostrando que a carga máxima suportada pelo navio era expressa por esta última, e que se deveria considerar não só o comportamento plástico dos materiais após a cedência como também as limitações à utilização dessa resistência impostas pela encurvadura 'prematura' dos elementos estruturais. O resultado final da introdução destes conceitos conduziu ao início do estudo da resistência longitudinal máxima ou última de navios.

Até há bem pouco tempo, os requisitos globais a verificar limitavam-se à resistência aos esforços de corte e ao momento flector assumindo, relativamente a este último, que todos os elementos com continuidade longitudinal contribuíam efectivamente para lhe resistir. Além destes requisitos globais era ainda necessário satisfazer requisitos locais que assegurassem a integridade estrutural resultante da necessidade de suportar esforços eminentemente locais, tais como a pressão lateral exercida pela água do mar num elemento de placa ou o peso da carga sobre os elementos estruturais do duplo fundo. A integridade geométrica do navio é fundamentalmente assegurada através de um dimensionamento adequado dos elementos com continuidade transversal, tais como balizas, vaus, cavernas ou anteparas transversais entre outros. A resistência à torção adquire particular interesse, sendo um critério importante de dimensionamento, em navios com grandes aberturas no convés onde os problemas relacionados com o empeno se tornam relevantes.

As principais particularidades construtivas e estruturais dos navios relativamente às estruturas usuais de engenharia civil e mecânica estão directamente relacionadas com o facto de se estar em presença de estruturas de

paredes finas ou extremamente finas, isto é, onde a relação entre as dimensões de qualquer elemento da estrutura e a sua espessura é bastante elevada, o que condiciona de alguma forma a transmissão de esforços e levanta problemas ao nível da estabilidade de estruturas. Além disso, a existência de grandes vãos, quer longitudinalmente quer transversalmente, afecta de alguma forma a geometria do casco do navio quando sujeito a grandes esforços, induzindo não linearidades no comportamento estrutural que obviamente conduzem a desvios relativamente à teoria clássica, linear e elástica de vigas.

1.2 Evolução do estudo da resistência longitudinal do navio

Thomas Young foi o primeiro a ser conhecido como tendo tentado avaliar a resistência estrutural do navio e as forças a que o casco está sujeito. Para tal, considerou que o navio não era mais do que uma viga sujeita a uma distribuição de pesos e impulsão. A primeira era resultante da distribuição de carga e do peso próprio da estrutura, não negligenciável neste caso, enquanto a segunda correspondia à distribuição de forças resultantes da imposição de determinados comprimentos e fases de onda [2]. Este método, no fundamental, perdurou como a forma tradicional de cálculo da resistência longitudinal do casco de navio sofrendo, no entanto, algumas alterações que o adaptaram ao evoluir do conhecimento.

Uma outra forma de formular o problema deve-se a Sir Isambard Brunel que projectou o *Great Eastern*, um grande navio em ferro, através do cálculo das tensões para a situação extrema de encalhe [3] dimensionando a espessura da chaparia para resistir a esta situação.

Em 1897, John [4] melhorou o método fundamental de Thomas Young assumindo como condição de projecto uma onda de comprimento igual à do navio. As tensões obtidas nestas condições eram comparadas com a tensão de rotura, servindo de base ao dimensionamento da espessura das chapas.

Relativamente às solicitações, a recomendação da utilização de uma onda com comprimento de onda igual ao comprimento do navio manteve-se praticamente inalterada até aos nossos dias; houve, no entanto, avanços

substanciais na determinação da altura de onda de projecto assim como na sua forma baseados em parte num melhor conhecimento dos tipos de onda associados aos diversos estados do mar e por outro lado ao desenvolvimento das técnicas de previsão de longo prazo e estatística de extremos. Métodos mais recentes consideram ainda aspectos de segunda ordem, nomeadamente a não linearidade da distribuição de pressões em resultado da presença do casco, ou as sobrepressões devidas ao catarrar, entre outras. Estes aspectos tiveram um impacto directo nos códigos de projecto constituindo o fundamento dos diagramas de esforço de corte e momento flector a considerar no projecto estrutural.

A evolução dos métodos de previsão da resistência longitudinal dos navios à flexão foi mais lenta e iniciou-se mais tarde. Os diversos aspectos que afectam esta previsão têm sido incorporados nos códigos muito gradualmente, havendo alguns factores que afectam a resistência ainda em investigação. O próprio conceito de resistência longitudinal do navio tem tendência, actualmente, a ganhar uma natureza mais lata, englobando por exemplo requisitos de resistência em avaria estrutural.

Entre as melhorias e avanços introduzidos na determinação da resistência destacam-se os seguintes, por corresponderem a grandes alterações conceptuais de encarar o fenómeno:

- encurvadura de placas e placas reforçadas à compressão e largura efectiva;
- comportamento pós colapso dos elementos constituintes do casco;
- resistência longitudinal à flexão composta vertical e horizontal;
- resistência em avaria;
- resistência à fadiga;
- natureza estocástica dos diversos aspectos.

Existem ainda assuntos em estudo que afectam a resistência longitudinal, nomeadamente a inclusão da corrosão e da sua natureza estocástica, a perda de efectividade dos painéis em tracção que faz depender o momento de inércia efectivo do estado de carga da estrutura, as consequências da utilização de materiais diferentes em painéis reforçados, a biaxialidade do estado de tensões em

flexão uniaxial, a influência da difusão de tensões no momento máximo, a efectiva contribuição das zonas de rigidez acrescida já incluída nos códigos de forma empírica mas não totalmente esclarecida teórica ou tecnicamente, entre outras e sem querer parecer exaustivo.

1.3 Métodos existentes

Os métodos utilizados na avaliação da resistência longitudinal do navio em flexão são classificados normalmente em dois grandes grupos [5]: os métodos directos e os métodos de análise de colapso progressivo.

No entanto, em cada um destes grupos os métodos existentes utilizam processos e conceitos diferentes originando muitas vezes resultados bastante díspares para o mesmo navio, tal como ficou perfeitamente claro nos trabalhos do relatório do Comité para o estudo do colapso dúctil do *International Ship and Offshore Structures Congress* (ISSC) de 1997 [6] e no Comité Especial para o estudo da Resistência Longitudinal do Navio do ISSC de 2000 [5].

1.3.1 Métodos directos

Os métodos directos disponíveis actualmente resultam da evolução e adaptação da teoria clássica de vigas às particularidades da flexão de vigas de paredes finas sujeitas a carregamento complexo, como é o caso do casco do navio.

O método de Caldwell [1] representou a passagem do método de previsão de resistência longitudinal à flexão utilizando a teoria clássica linear elástica conjuntamente com o critério da primeira cedência para os métodos de análise ‘plástica’ considerando os fenómenos de instabilidade associados à perda parcial de efectividade e à plastificação local da estrutura. A estrutura do navio passou a ser idealizada como uma estrutura não reforçada de espessura equivalente e a perda de efectividade nas zonas em compressão era contabilizada através da introdução de factores de redução da largura das placas [7] afectando a área correspondente. O momento máximo suportado pela viga navio era avaliado considerando esta secção ‘reduzida’ e aplicando-lhe o método clássico da teoria de vigas.

Este método sobrestimava tendencialmente a resistência devido ao facto de não considerar a perda de resistência dos elementos estruturais após terem atingido a sua capacidade máxima de carga. Além disso estava bastante dependente da qualidade dos factores redutores utilizados.

As melhorias introduzidas posteriormente no método direccionaram-se essencialmente a três aspectos:

1. a estimativa de factores de redução credíveis. As dificuldades desta estimativa prendem-se com a previsão 'correcta' da resistência dos painéis reforçados presentes na estrutura do navio a qual apresenta uma natureza estocástica dependentes de diversos aspectos particulares e locais relacionados com a geometria global e local da estrutura e da complexidade do estado de carga. Além disso, o método considera um único factor de redução para grandes regiões do casco, seja o convés, costado, fundo, duplo fundo, mas raramente existe uniformidade total nesses painéis;
2. a introdução de uma avaliação faseada da resposta da estrutura usando como pontos de cálculo a sequência de colapso dos diversos elementos estruturais. Esta evolução, consequência directa da necessidade de subdividir o casco em elementos estruturais mais pequenos apontada no ponto anterior, permite esboçar de uma forma mais fidedigna a relação momento flector – curvatura do casco do navio;
3. a utilização de curvas representativas do comportamento das placas reforçadas após o seu colapso. Este aspecto é de especial importância pois só assim se consegue caracterizar correctamente o momento máximo e a correspondente curvatura.

Qualquer destes três pontos levantam por si só uma série de questões que têm sido tema de diversos trabalhos recentes quer sobre o comportamento de elementos estruturais simples, ou mais elaborados como por exemplo a resposta de painéis reforçados com múltiplos vãos.

Os métodos directos melhorados que entretanto foram surgindo, atacam essencialmente as questões levantadas no ponto 1 enquanto que os pontos 2 e 3

deram origem à análise por colapso progressivo.

Entre os métodos directos melhorados podem-se referir as alterações introduzidas por Nishihara [8] entre outros [9-11] ao método de Caldwell através de uma avaliação mais precisa dos factores redutores.

Maestro e Marino [12] alteraram o método original de forma a permitir avaliar a resistência à flexão biaxial, aplicando-o ao caso de navios danificados devido a colisão ou encalhe.

Para além dos métodos ditos racionais baseados na proposta de Caldwell, existem disponíveis ainda um conjunto de fórmulas empíricas [13,14] normalmente vocacionadas para determinados tipos específicos de navios cuja aplicabilidade é assim normalmente limitada e pressupõe que a configuração estrutural não se afasta dos standards para esses mesmos tipos de navios.

1.3.2 Métodos de colapso progressivo

Da necessidade de conhecer a capacidade de resistência máxima do casco do navio à flexão para efeitos de projecto, rapidamente se passou a reconhecer o interesse de prever a relação momento-curvatura numa gama alargada de curvaturas que incluísse o ponto de momento máximo.

O interesse desta previsão está directamente relacionada com:

1. o conhecimento da rigidez estrutural inicial e do ponto a partir do qual esta rigidez começa a diminuir por perda de resistência local, seja esta diminuição devida a fenómenos de encurvadura ou de plasticidade;
2. o colapso global do casco do navio à flexão dar-se quando alguns dos painéis já se encontram em fase de descarga;
3. o comportamento pós-colapso do casco do navio permitir ajuizar sobre a adequação das soluções estruturais e sobre a reserva de resistência real da estrutura;
4. o conhecimento da distribuição de tensões em cada fase de carga permitir identificar problemas e introduzir melhoramentos locais no projecto que tornem a estrutura globalmente melhor;
5. a identificação das diferenças de comportamento estrutural entre navio

novo e navio em serviço devido à variação dos parâmetros que afectam a resistência local com o tempo de serviço, nomeadamente tensões residuais, imperfeições geométricas iniciais.

Só os métodos baseados no colapso progressivo podem satisfazer totalmente estes pontos, sendo de muita relevância a qualidade das curvas de comportamento dos elementos locais utilizadas no método, as quais, tal como foi referido na secção anterior, devem ser capazes de reproduzir o comportamento pós-colapso quer dos elementos de placa quer dos elementos de placa reforçada.

Os métodos de previsão de resistência longitudinal por colapso progressivo da viga navio podem ser classificados em três grandes grupos:

1. métodos simplificados
2. método dos elementos finitos
3. métodos híbridos

1.3.2.1 Métodos simplificados

Os métodos simplificados baseiam-se na ideia fundamental que a secção não pode suportar o momento plástico teórico quando se desenvolve uma rótula, havendo perda de resistência local nas zonas mais carregadas em compressão após ter sido atingida a sua carga máxima. Esta carga máxima raramente corresponde à carga de cedência do material nas zonas em compressão sendo normalmente inferior.

Assim, utilizando funções adequadas para representar fidedignamente o comportamento local, é possível prever com grande precisão o comportamento global da estrutura à flexão.

A perda local de resistência ou rigidez tem implicações directas na distribuição de tensões, desaparecendo a linearidade que caracteriza a análise linear elástica da flexão de vigas, e originando uma dependência da posição do eixo neutro da viga relativamente ao estado de carga.

Smith [15] foi o primeiro a demonstrar a incapacidade da secção mestra em suportar o momento plástico teórico através da análise de um caso prático. O método utilizado divide a secção em pequenos elementos formados por um

reforço e placa associada, sendo avaliado o comportamento em tracção e compressão de cada um destes elementos. Uma vez estabelecidas as curvas tensão extensão médias para cada placa reforçada está-se em condições de proceder à análise por colapso progressivo, aplicando uma curvatura ou um aumento da curvatura (no método original), avaliando a distribuição de alongamentos correspondentes segundo a hipótese de Navier e calculando a distribuição de tensões através das equações de equilíbrio da secção.

A confiança nos resultados do método dependem em larga escala da qualidade das curvas tensão extensão médias dos elementos reforçados. Uma das maiores potencialidades do método é a possibilidade de inclusão directa da influência dos diversos parâmetros condicionantes do comportamento das placas reforçadas. Dada a importância destes aspectos na qualidade da previsão de resistência longitudinal à flexão de navios, grande parte dos trabalhos desenvolvidos nesta área envolvem o problema da obtenção de curvas tensão alongamento mais fiáveis, podendo-se apontar como representativos os trabalhos de Smith [15], Ostapenko [16], Rutherford [3], Gordo e Guedes Soares [17], Yao [18,19] e Paik [20], entre outros.

Na sua forma original, o método de Smith [15] avalia a rigidez estrutural em cada ponto de carga, leia-se estado de encurvadura, aplicando posteriormente um incremento de curvatura e por equilíbrio da secção determina a correspondente variação no momento flector. Este processo pela sua elegância tem sido utilizado em diversos trabalhos e programas [3,21].

No entanto existem soluções alternativas, nomeadamente impondo uma sequência de curvaturas e calculando directamente o momento total através do equilíbrio da secção [22,23]; naturalmente que existem alguns passos intermédios similares em ambos os processos como seja a necessidade de utilização de um método iterativo por impossibilidade de conhecer à priori a posição do eixo neutro.

Mas a grande diferença entre as duas formas de tratar o assunto diz respeito à necessidade de derivar as curvas tensão-alongamento no método original para utilização no cálculo da matriz de rigidez estrutural tangente,

enquanto que no segundo processo se utilizam directamente estas curvas, evitando a derivação e os problemas associados para placas com curvas menos suaves ou de colapso abrupto. Formalmente o que se está a calcular para cada curvatura é o módulo estrutural secante. Além disso o erro do método deixa de estar indexado ao incremento de curvatura utilizado por o método não ser cumulativo como o original. A convergência do processo por seu turno é obtida com muito menor dificuldade pois no método original de Smith a posição do eixo neutro instantâneo não era necessariamente avaliada por as equações de equilíbrio dizerem respeito ao diferencial de forças relativamente à distribuição anterior.

1.3.2.2 Análise por Elementos Finitos

A análise da resistência do casco à flexão utilizando o método dos elementos finitos continua a ser uma alternativa do projectista. O método pelas suas características apresenta diversos aspectos positivos e negativos relativamente à sua aplicação ao modelo do casco do navio.

Entre os aspectos positivos destacam-se a possibilidade de representar mais fielmente a geometria, apesar da sua complexidade, sendo possível identificar fenómenos associados à tridimensionalidade da estrutura que não estão cobertos nos métodos simplificados e dificilmente estarão num futuro próximo. Os progressos nos equipamentos de cálculo disponíveis tem sido grandes nos últimos anos, havendo disponibilidade de uma série de programas de natureza geral ou especificamente orientados para a resolução deste problema que, conjuntamente com as capacidades actuais dos computadores pessoais quer em memória quer em velocidade, permitem obter resultados em tempo útil. A título de exemplo nota-se a utilização do programa de elementos finitos LSDYNA-3D na investigação do acidente com o navio Nakhodka [24] em que foi estudada a resistência longitudinal através de uma análise elastoplástica com grandes deformações num modelo constituído por cerca de 200.000 elementos.

A lista de aspectos negativos é bem mais extensa, indo desde a dificuldade em definir a dimensão do modelo à dificuldade em interpretar os resultados. Pelo meio ficam as dificuldades em modelar as imperfeições geométricas iniciais e

tensões residuais de toda a estrutura mais que não seja pela sua natureza estocástica, a obrigatoriedade de proceder a uma análise incremental não elástica que na maior parte dos casos apresenta problemas de convergência especialmente quando acontecem grandes variações na matriz de rigidez, a dificuldade em definir condições fronteira e carregamentos adequados, entre outros.

Dado o número de elementos e nós aumentar desmesuradamente se se pretender uma representação fidedigna do navio e de cuja análise resultem resultados credíveis, as soluções de compromisso encontradas passam invariavelmente ou por modelar parcialmente o casco do navio, limitando o comprimento do modelo, ou desenvolvendo superelementos que supostamente reproduzam o comportamento dos painéis reforçados sob os diversos carregamentos utilizando um número reduzido de nós [25,26].

1.3.2.3 Métodos híbridos

De alguma forma esta última solução gerou um método expedito de análise, ISUM-*Idealised Structural Unit Method*, o qual foi desenvolvido no Japão por Ueda et al. [27] e melhorado por diversos investigadores [28-30]. O princípio fundamental do método consiste em gerar elementos dinâmicos representativos do comportamento de grandes painéis entre reforços primários de tal forma que o tempo de cálculo e o número de elementos se reduzam substancialmente. A matriz de rigidez do elemento apresentada sob a forma incremental considera a influência da instabilidade e plasticidade devido a carregamentos biaxiais de tensão e compressão e forças de corte [31]. Paik [32] usou este método para analisar o colapso progressivo de navios tal como Ueda o fez relativamente a um navio tanque com duplo casco [33]. No entanto o método ISUM necessita ainda de algum desenvolvimento em termos da representação do comportamento dos elementos de forma a se obterem melhores resultados.

Um outro método passível de ser utilizado na determinação da resistência longitudinal de navios é o método do nó plástico desenvolvido por Ueda e Yao em 1982 [34], o qual sofreu posterior desenvolvimento por Bai [35] através do desenvolvimento de novos elementos de viga/coluna, em que a placa está sujeita

à compressão e corte.

1.4 Resultados experimentais

Infelizmente não existem muitos estudos experimentais disponíveis sobre a resistência longitudinal de navios apesar de terem começado a aparecer alguns trabalhos neste campo nas últimas décadas. As razões para esta escassez de dados experimentais tem muito a ver com as dimensões dos protótipos e os custos associados à execução dos mesmos. Assim é vulgar neste campo de investigação utilizar como dados experimentais para validação de métodos, os resultados da investigação dos acidentes resultantes de colapso estrutural de navios em que seja conhecido com alguma precisão o estado de carga e o estado do mar no momento do acidente estrutural.

Dos poucos trabalhos desse tipo destacam-se o estudo de Faulkner *et al.* [36] que investigou as razões do colapso estrutural que levou ao afundamento do navio da marinha inglesa ‘HMS Cobra’, um destróier de estrutura transversal, e o trabalho desenvolvido por Rutherford e Caldwell [3] na reconstituição das condições que levaram ao sossobramento do navio tanque VLCC ‘Energy Concentration’.

Os ensaios em modelos à escala são também muitos escassos, limitando-se ao ensaio destrutivo de flexão num modelo de fragata à escala de 1:3 levado a cabo em Dunfermline, Escócia [37], e aos ensaios de flexão de vigas em caixão executados por Nishihara [38], representativos da estrutura simplificada de diversos tipos de navios. Dowling *et al.* [39] efectuaram dois ensaios de flexão em vigas em caixão típicas de pontes, as quais têm uma geometria semelhante ao casco de navios, podendo ser utilizados na validação dos métodos de previsão de resistência [40,41].

1.5 Objectivos e organização da dissertação

A apresentação do estado da arte da resistência longitudinal de navios nas secções anteriores mostra os passos essenciais a desenvolver para a obtenção de

curvas do momento flector *versus* curvatura que sejam o mais credíveis possível. Estes passos são: o desenvolvimento de curvas tensão extensão médias representativas do comportamento de placas reforçadas ou não reforçadas com possibilidade de desenvolvimento que permita incluir o efeito dos parâmetros principais que mais influenciam o comportamento dos elementos estruturais, usualmente identificados com a amplitude das imperfeições geométricas e as tensões residuais; o aperfeiçoamento do conhecimento sobre a real influência desses parâmetros, a sua interdependência e o seu relacionamento com parâmetros menos correntemente utilizados; a identificação das condições fronteira mais realistas a utilizar nos modelos; e um melhor conhecimento do comportamento pós-colapso quer dos componentes estruturais bidimensionais quer dos tridimensionais.

O objectivo desta dissertação tem duas vertentes que se complementam. A primeira consiste no desenvolvimento e aperfeiçoamento do método de previsão de resistência longitudinal do navio e sua validação através de ensaios em vigas caixão sujeita a flexão pura. A segunda vertente consiste no estudo do comportamento à compressão no plano de elementos estruturais típicos de navios, a qual apesar de apresentar individualidade própria, constitui ainda matéria de suporte ao método atrás referido.

Assim a estrutura desta dissertação e o estudo associado tratam cada tipo de componentes individualmente e para cada tipo de carregamento, começando pelos componentes mais simples até aos ensaios em modelos tridimensionais. Finalmente o conhecimento adquirido ao longo dos diversos capítulos é aplicado na actualização do programa de cálculo da resistência longitudinal e é feita uma análise comparativa com os resultados dos ensaios.

No Capítulo 2 estuda-se o comportamento de elementos de placa não reforçada sujeitas a carregamento predominantemente compressivo. Numa primeira fase identificam-se as condições fronteira mais representativas para modelar convenientemente estes elementos, tal como se encontram nos cascos dos navios [42]. As condições fronteira assim escolhidas são utilizadas na construção dos modelos de elementos finitos não lineares necessários ao estudo sistemático

quer do comportamento pré e pós-colapso quer da resistência máxima. Os dados recolhidos do estudo sistemático, em que é analisada a influência da amplitude e do modo das imperfeições e da razão de dimensões, são usados na recomendação de uma fórmula de previsão de resistência longitudinal sob acção de forças compressivas. Esta fórmula será a base das curvas simplificadas de previsão de comportamento à compressão de placas não reforçadas pertencentes a cascos de navios.

No Capítulo 3 procede-se a um estudo semelhante mas em que o carregamento no plano da placa é aplicado no bordo maior, resultando no que é vulgarmente conhecido por resistência transversal de placas. Este tipo de placas é menos vulgar nos navios actuais devido à adopção de uma estrutura orientada longitudinalmente, pelo que a profundidade do estudo sistemático é também tendencialmente menor. Além disso, os parâmetros associados às imperfeições são menos importantes na determinação da resistência, não a afectando tão significativamente como no caso anterior. No entanto a influência da razão de dimensões torna-se muito importante para este tipo de carregamento pelo que é investigada a resistência transversal de placas com razão de dimensões 2, 3, 4 e 5.

No Capítulo 4 estuda-se o comportamento de placas reforçadas sujeitas a carregamento compressivo axial com placa associada sujeita a tensões de membrana resultantes do constrangimento imposto. O número de parâmetros que afectam a resistência deste tipo de placas é elevado pelo que o estudo sistemático se limitou a analisar algumas variações geométricas do perfil e placa associada.

No Capítulo 5 apresenta-se o método de previsão do colapso do casco utilizando as versões mais actualizadas das formulações de placas reforçadas através das alterações propostas nos Capítulos 2, 3 e 4.

O Capítulo 6, numa primeira fase, descreve a preparação dos ensaios em vigas caixão sob flexão pura, apresenta alguns dos resultados medidos relativamente às imperfeições resultantes do fabrico, caracteriza o material através dos ensaios de tracção executados e termina através da análise dos resultados experimentais para os cinco modelos individualmente. O grau de detalhe desta análise é elevado para o primeiro modelo ensaiado, tendo-se optado por só realçar

os aspectos mais importantes relacionados com a resistência longitudinal nos outros modelos.

No Capítulo 7 compara-se os resultados dos ensaios com as previsões do método descrito no Capítulo 5 depois de se ter procedido à melhoria do mesmo através das alterações propostas nos Capítulos 2, 3 e 4.

Finalmente apontam-se os principais avanços e limitações quer deste estudo quer do próprio programa de previsão de resistência, indicando-se os desenvolvimentos futuros previsíveis.

Convém sublinhar que o estudo desenvolvido sobre o comportamento das estruturas elementares constitui só por si uma contribuição autónoma para a caracterização do comportamento de placas e placas reforçadas, como por exemplo, colmatando alguma falta de informação e dados (placas sujeitas à compressão transversal), interpretando a influência das imperfeições iniciais na resistência de forma diferente (influência da forma das imperfeições na resistência de placas sujeitas a compressão longitudinal), analisando a influência da utilização de materiais diferentes na placa e no reforço (placas reforçadas) ou propondo novos processos de estabelecer o nível de tensões residuais resultantes do processo de fabrico a partir dos resultados experimentais, entre outros.

Capítulo 2 Resistência Longitudinal de Placas

Neste Capítulo estuda-se o comportamento elastoplástico de placas características do casco dos navios. Para atingir tal objectivo começa-se por estudar o tipo de condições fronteira que são mais representativas da sua condição real no navio e faz-se um breve estudo sobre o impacto da alteração destas condições na resistência de placas à compressão longitudinal.

Para as placas restringidas, consideradas as mais representativas, é feito um estudo mais aprofundado da influência das imperfeições iniciais na resistência da placa em que se considera tanto a variação da amplitude das imperfeições como a forma geométrica das mesmas. É ainda dada atenção ao impacto da razão de dimensões na resistência e à sua dependência da geometria das imperfeições iniciais.

As tensões residuais são também tratadas no que se refere à sua influência na resistência da placa. São deduzidas expressões que permitem estimar as consequências da sua existência no comportamento de placas restringidas quer para carregamentos de tracção quer de compressão, isto é, em toda a gama de alongamentos de interesse prático. Complementarmente aborda-se ainda o problema do alívio de tensões residuais.

Por fim é apresentado o método para obter as curvas tensão média-alongamento nominal de placas restringidas, o qual é comparado com as curvas obtidas por elementos finitos.

2.1 Resenha histórica

Os primeiros estudos sobre compressão de placas apareceram no século XIX com os trabalhos de Saint Venant que derivou em 1883 a equação diferencial elástica de placas rectangulares sujeitas a pressão lateral e tensão uniforme no plano da placa. A partir daí desenvolveram-se diversos métodos analíticos que permitiram aumentar o conhecimento sobre o comportamento elástico deste tipo de placas quando sujeitas a forças de compressão sendo os mais conhecidos o de

Navier e o de Lévy com um domínio de aplicação limitado à teoria das pequenas deformações. Simultaneamente, desenvolveram-se os métodos energéticos que permitiam obter resultados credíveis de uma forma elegante e bem mais simples.

A partir destes primeiros passos começaram a surgir uma quantidade apreciável de trabalhos relacionados com a previsão da resistência máxima de placas à compressão. As primeiras fórmulas resumiam a resistência crítica elástica da placa em função dos parâmetros geométricos da mesma.

Posteriormente, principalmente a partir dos anos cinquenta, compreendeu-se a necessidade de prever a resistência tomando explicitamente em conta a existência de grandes deformações resultantes do carregamento compressivo das placas. Von Karman deduziu as equações para placas com grandes deformações as quais foram alteradas por Marguerre de forma a considerarem as imperfeições iniciais. Também as características plásticas do material assumiram particular importância, a qual é realçada na comparação entre as previsões analíticas e os resultados experimentais de ensaios em placas, especialmente em determinadas gamas da razão entre a largura e a espessura, a qual é uma medida da esbelteza da placa.

Moxham [43] e Little [44] aplicaram métodos energéticos no estudo do comportamento de placas e obtiveram curvas tensão extensão médias baseadas no comportamento elastoplastico do material. Simultaneamente começou a aplicar-se exhaustivamente o método dos elementos finitos [45] assim como o método das diferenças finitas ao estudo de placas em compressão [46,47].

Um marco importante no estudo da resistência de placas não reforçadas deve-se ao trabalho de levantamento do estado da arte e análise de resultados experimentais levados a cabo por Faulkner [48], o qual para além de estabelecer uma previsão de resistência bastante credível em média e nas gamas mais usuais das placas utilizadas em estruturas navais, realçou de forma inequívoca a necessidade de aperfeiçoamento do conhecimento sobre a importância das imperfeições iniciais na determinação da capacidade de carga máxima da placa.

Durante o final dos anos setenta e anos oitenta vários autores dedicaram parte dos seus esforços à análise da influência das imperfeições iniciais

geométricas e das tensões residuais [49-54]. Simultaneamente foram desenvolvidos esforços importantes na construção de base de dados sobre as imperfeições geométricas típicas em navios [55-57] e os níveis de tensões residuais existentes nas estruturas na fase inicial de operação [58], porque as tensões residuais tendem a desaparecer com a operacionalidade dos navios, consequência do alívio de tensões devido ao carácter cíclico das tensões a que está sujeito o casco.

A comparação entre as curvas tensão alongamento obtidas através dos diversos métodos energéticos, diferenças finitas e elementos finitos, apresentam alguma concordância na fase crescente da curva, até à carga máxima, tendo, no entanto, diferenças significativas na zona de descarregamento de pós-colapso. Este facto, associado à necessidade da previsão do comportamento de grandes estruturas constituídas basicamente por elementos de placa, veio mostrar a necessidade da adopção de métodos aproximados simplificados de previsão das curvas quer na região de pré colapso quer na de pós colapso estando já disponíveis um número relativamente elevado de métodos com graus de complexidade variável de que são exemplos os trabalhos de Gordo e Guedes Soares [17], Paik e Pedersen [59], Rhodes [60] e Billingsley [61].

2.1.1 *Trabalhos experimentais*

Os ensaios em placas simples quer encastradas quer apoiadas sujeitas a carregamento no plano apresentam o problema de assegurar condições fronteira realísticas. Esta dificuldade contrapõe-se em larga medida à necessidade de efectuar testes laboratoriais de forma a validar os estudos teóricos, cálculos numéricos, métodos aproximados, etc.

Apesar do esforço de variados investigadores em gerar condições fronteira apropriadas, muitos dos testes efectuados não obtiveram total sucesso, o que condiciona de alguma forma a utilização desses resultados. Esta questão relacionada com a validação de alguns resultados experimentais já tinha sido levantada por Davidson [62] e Belkaid [63].

Dwight *et al.* [64] desenvolveram um sistema de garfos que permitia o

ensaio de placas não reforçadas, encastradas ou simplesmente apoiadas. Às bainhas eram permitidos deslocamentos no plano, evitando-se assim parcialmente as tensões de membrana. Contudo as bainhas requeriam uma preparação especial. Os ensaios conduzidos por Moxham [50,65] evitavam a preparação das bainhas e Bradfield [66] utilizou o mesmo equipamento para testar placas de espessura variável.

Um sistema diferente foi utilizado por Becker [67] e por Dwight e Little [68,69], sendo ensaiadas várias placas simultaneamente, as quais serviam de apoio umas às outras. No entanto, este sistema não garante boas condições fronteira especialmente a partir do momento em que se desenvolvem grandes deformações fora do plano das chapas, o que acontece normalmente no início da fase de colapso e pós colapso.

A compilação dos resultados destes testes está disponível na referência [48] servindo de base à fórmula de previsão de resistência proposta no mesmo artigo.

2.2 Resistência limite e esbeltez da placa

A resistência de placas à compressão longitudinal depende especialmente da esbeltez da placa pelo que é necessário definir com clareza o que é a esbelteza da placa e como ela se relaciona com a resistência.

A resistência de elementos de placa à compressão longitudinal constitui um assunto muito estudado e desenvolvido por diversos autores, havendo um grande consenso sobre as principais variáveis envolvidas e a sua influência na resistência limite.

É vulgarmente aceite que o principal parâmetro condicionante da resistência longitudinal da placa é a sua esbelteza nominal β definida por:

$$\beta = \frac{b}{t} \sqrt{\varepsilon_o} \quad (1)$$

para uma placa de comprimento a , largura b e espessura t , fabricada em material de tensão de cedência σ_o , módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν . A extensão de cedência, ε_o , é por definição igual a σ_o/E .

Este parâmetro de esbelteza assim definido surge naturalmente da resolução da equação diferencial elástica de equilíbrio da placa simplesmente apoiada sujeita a carregamento longitudinal de compressão e está intimamente relacionado com o modo de colapso. De facto, a sua tensão crítica ou de Euler, normalizada, é dada por [70]:

$$\phi_e \equiv \frac{\sigma_e}{\sigma_o} = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{k}{\beta^2} \quad (2)$$

em que k é uma função que depende da razão geométrica ou de dimensões da placa, $\alpha = a/b$, e da distribuição do carregamento no topo da placa:

$$k = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2 \quad (3)$$

sendo m o número de semi-sinusóides em que a placa se deforma ao se dar a instabilidade elástica. Esta função tem vários mínimos locais dependendo da razão de dimensões, sendo, no entanto, todos eles iguais a 4 para carregamentos uniformes e α inteiro.

A utilização desta tensão crítica elástica como tensão limite mostrou-se bastante desajustada na sua aplicação a materiais dúcteis como o aço e o alumínio, pelo que foi necessário incluir correcções devido ao comportamento plástico do material. De facto, em materiais com comportamento dúctil, a plasticidade desempenha um papel importante não só na resistência limite, como também, eventualmente, no modo de colapso. Para melhor retratar a resistência limite em placas pouco esbeltas, Jonhson e Ostenfeld propuseram uma curva parabólica nos casos em que $\phi_e > 0,5$ a qual permite estimar a transição gradual de uma placa esbelta com colapso bem marcado por instabilidade elástica para uma placa muito espessa em que o colapso se dá por escoamento plástico à tensão de cedência.

$$\phi_c = 1 - \frac{1}{4 \cdot \phi_e} \quad (4)$$

Um levantamento histórico do estudo da resistência limite de placas foi efectuado por Faulkner [48] que propôs uma fórmula de previsão da resistência limite de placas simplesmente apoiadas, com imperfeições iniciais médias e sem

tensões residuais e levou, conseqüentemente, à revisão do conceito de largura efectiva nominal, ϕ_w :

$$\phi_w = \begin{cases} \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2} & \text{para } \beta \geq 1 \\ 1 & \text{para } \beta \leq 1 \end{cases} \quad (5)$$

Esta fórmula tem origem na análise de um conjunto de resultados experimentais em placas e é ainda hoje extensivamente utilizada em diversos códigos ou como base de trabalho nos mais diversos tipos de estudos.

Guedes Soares [51] atestou a validade desta expressão com resultados experimentais mais recentes, generalizando-a por forma a incorporar explicitamente a influência das imperfeições iniciais. Este estudo permitiu concluir que a resistência limite das placas 'perfeitas' apresenta uma dependência semelhante da esbelteza, sendo no entanto de notar uma maior resistência:

$$\phi_{ws} = \begin{cases} \frac{2.16}{\beta} - \frac{1.08}{\beta^2} & \text{para } \beta_o \geq 1 \\ 1.08 & \text{para } \beta_o \leq 1 \end{cases} \quad (6)$$

Esta expressão toma valores superiores à unidade, quantificando desta forma a elevada resistência observada em testes de placas espessas, a qual resulta do estado de tensões plano na placa nos casos em que os bordos são obrigados a permanecer direitos.

A redução da resistência da placa devido à existência de imperfeições iniciais é quantificável, segundo o mesmo autor, por:

$$\phi_\delta = 1 - (0.626 - 0.121\beta)\bar{\delta} \quad (7)$$

Esta expressão deverá ser utilizada em conjunto com a equação (6), para prever a resistência da placa com imperfeições iniciais.

De notar, na Figura 4, a semelhança e coincidência entre a expressão (6) de Guedes Soares e a fórmula de Frankland para a previsão da resistência longitudinal de placas. Este facto parece querer significar que a fórmula de Frankland pode ser encarada como prevendo a resistência de placas sem distorções, pelo que o seu emprego deve ser acompanhado de factores correctivos tal como a equação de Guedes Soares. Esta fórmula é bastante utilizada pelos

códigos de origem norte americana, nomeadamente pela Sociedade Classificadora 'American Bureau of Shipping' (ABS) e é dada por:

$$\phi_{wf} = \begin{cases} \frac{2,25}{\beta} - \frac{1,25}{\beta^2} & \text{para } \beta \geq 1 \\ 1 & \text{para } \beta \leq 1 \end{cases} \quad (8)$$

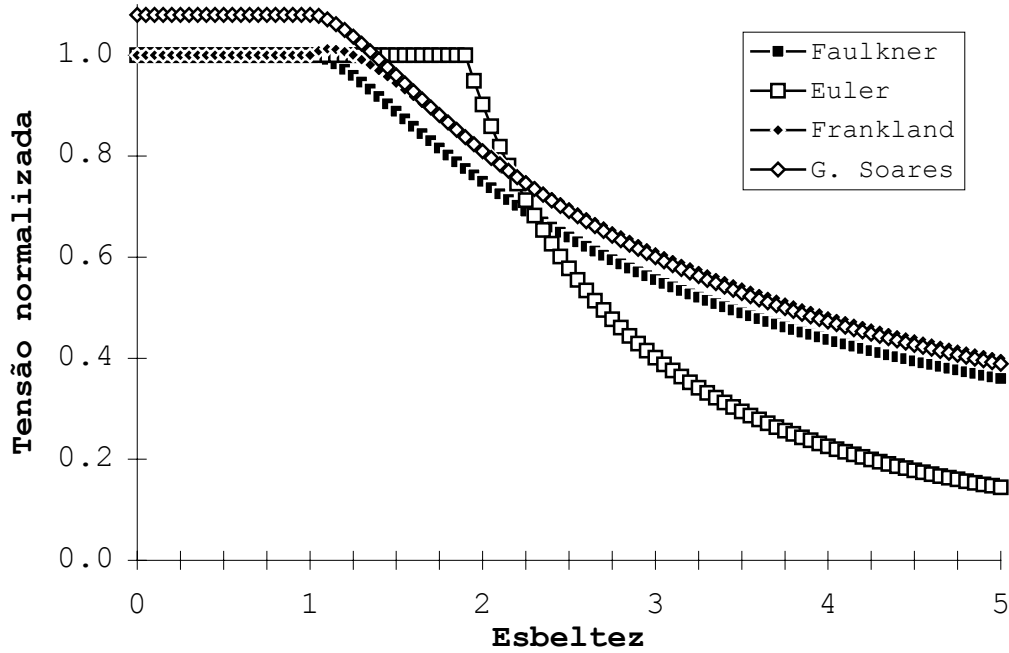


Figura 4 Comparação entre diversos tipos de formulações da previsão da resistência limite de placas simplesmente apoiadas sujeitas a carregamento uniaxial de compressão na direcção longitudinal.

A (quase total) insensibilidade de todas estas formulações relativamente à razão de dimensões deriva directamente do modo de colapso característico das placas simplesmente apoiadas carregadas nos topos; de facto o colapso resulta do desenvolvimento de deformações permanentes com o aspecto aproximado de semi sinusóides de comprimento de onda da ordem do dobro da largura da placa. Assim, uma placa de $\alpha=3$ tem um comportamento semelhante ao de três placas quadradas com a mesma largura e, conseqüentemente, a resistência limite será a mesma nos dois casos.

Contudo, actualmente, existem alguns autores [53,71-73] que colocam reservas à aplicabilidade deste raciocínio no caso de placas extremamente longas ($\alpha>5$) sustentando que, com o aumento da razão de dimensões, o comprimento de

onda do modo de colapso vai-se reduzindo, conduzindo a placas cada vez mais fracas.

Estas reservas têm também algum suporte no facto de que, em placas bastante longas, o colapso é cada vez mais um colapso local, dependendo a resistência em grande parte do início do processo de colapso. Ora quanto mais longa for a placa mais provável se torna encontrar uma região onde as imperfeições iniciais propiciem o início 'prematureo' do colapso e, portanto, a tensões mais baixas.

Naturalmente que em placas muito espessas o colapso é predominantemente plástico pelo que este raciocínio não é aplicável, estendendo-se o escoamento plástico a toda a placa praticamente em simultâneo devido ao ancoramento das deslocações metalúrgicas.

2.3 Condições fronteira e constrangimento dos bordos da placa

Um dos aspectos determinantes da resistência das placas consiste nas condições fronteira a que estão sujeitos os seus bordos. É vulgar definir o estado de apoio nos bordos em duas grandes categorias: placas *encastradas* e *simplesmente apoiadas*. Esta classificação diz unicamente respeito à rotação dos bordos, sendo evidente a escolha da condição simplesmente apoiado para modelar as placas dos painéis dos navios, devido ao modo de colapso em placas sucessivas se apresentar alternadamente abaixo e acima do plano do painel. Na realidade existe algum efeito de mola rotacional resultante da reacção dos reforços longitudinais e balizas à rotação, o qual não é tido em conta.

Relativamente aos movimentos lineares dos bordos no plano da chapa, cada uma é dividida em três subcategorias, a saber: restringidas, constrangidas e não constrangidas. As placas denominam-se *restringidas* sempre que o movimento linear dos bordos no plano da placa e na direcção perpendicular ao bordo é nulo. Chamam-se *constrangidas* quando este movimento linear do bordo é permitido mas este permanece direito, isto é, a força total aplicada ao bordo é nula. *Não constrangida* designa a placa em que qualquer ponto do bordo não está sujeito a qualquer reacção naquela direcção, isto é, não existe qualquer restrição ao

movimento no plano.

Do ponto de vista das estruturas navais parece correcto considerar as placas restringidas como as mais representativas dos elementos de placa existentes nos painéis, quer devido às dimensões dos painéis quer devido à existência de balizas normalmente pouco esbeltas e com uma área transversal razoável comparativamente à área da placa. De resto, este deverá ser o principal parâmetro decisório na definição do grau de constrangimento a que estão sujeitos os bordos.

Nas secções seguintes estuda-se em detalhe a influência das balizas na definição das condições fronteira e grau de constrangimento, completando-se o estudo com a comparação da resistência para os diversos casos de constrangimento.

2.3.1 *Acção das balizas nas condições fronteira*

Esta ideia merece uma análise mais detalhada por forma a permitir quantificar o erro eventualmente envolvido quando se utiliza um código de dimensionamento. Considere-se a zona central de um painel sujeito a esforços longitudinais de compressão. Os elementos de placa ficam sujeitos a encurtamentos nos topos de que resulta uma tendência para a expansão lateral devido ao efeito de Poisson. Estão, no entanto, praticamente impedidos de se alongarem lateralmente, entre bordos, pela reacção das balizas a este movimento global e são, além disso, obrigadas a manterem-se direitos pela acção das placas adjacentes e dos reforços longitudinais.

O estado de tensão médio a que fica sujeito o bordo, nestas condições e considerando que o material se comporta de uma forma linear e elástica, é dado por:

$$\sigma_t = \sigma_{tr} \cdot \frac{A_b}{A_{pt} + A_b} \quad (9)$$

e a tensão aplicada na baliza estimada por:

$$\sigma_b = -\sigma_{tr} \cdot \frac{A_{pt}}{A_{pt} + A_b} \quad (10)$$

o que permite concluir que a tensão efectiva no bordo da placa real (σ_t) depende não só da tensão no bordo da placa equivalente e restringida (σ_{tr}) mas também da razão entre as áreas do bordo (A_{pt}) e da baliza (A_b). Desta forma o carregamento da placa é de facto biaxial em vez de uniaxial.

As placas localizadas em zonas periféricas do painel tenderão a comportarem-se como não restringidas devido à baixa acção constrangedora da estrutura envolvente, pelo menos do lado mais exterior da placa. É o caso das chapas do trincaniz e da respectiva cinta em que as forças contrárias a eventuais alongamentos transversais são diminutas. No entanto, convém realçar que nestas zonas a esbelteza das placas utilizadas é baixa pelo que alguns autores tratam estas zonas como cantos rígidos, os quais são caracterizados por apenas lhes ser permitida deformação elástica perfeitamente plástica.

2.3.2 *Grau de constrangimento*

Resta, pois, investigar a importância do grau de constrangimento dos bordos na resistência última de placas, o que permitirá aferir da necessidade de correcções à previsão de resistência normalmente utilizada e a qual reporta a placas simplesmente apoiadas e restringidas.

Para tal foi desenvolvido um estudo sistemático baseado num programa de elementos finitos, PANFEM [74], envolvendo placas de razão de dimensões igual a 3 e cobrindo a gama de esbelteza mais usual em navios, Guedes Soares [52] e Kmiecik [54]. Este programa permite modelar as deformações iniciais e tensões residuais e efectuar uma análise baseada no comportamento elastoplástico do material do elemento placa. As imperfeições geométricas impostas envolvem cinco termos da série de Fourier, m de 1 a 5, sendo o modo 3 o de maior amplitude promovendo, desta forma, o colapso da placa no modo crítico elástico.

A Tabela 1 resume os resultados obtidos para a resistência última, explicitando a variação desta quando as condições fronteira nos bordos não 'carregados' passam de restringidas a constrangidas. Como é observável, a diferença nunca excede os $\pm 10\%$, sendo os valores maiores obtidos nos extremos do domínio da esbelteza, isto é, $\beta < 1$ e $\beta > 4$.

$\alpha=3$	U	C	R					R/C-1
β	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}	ϕ_{uy}	ϕ_{my}	$\bar{\epsilon}_{xx}$	$\bar{\epsilon}_{xy}$	%
0,845	0,987	0,992	1,054	0,296	0,297	1,06	1,12	+6,25
1,352	0,898	0,903	0,883	0,180	0,189	1,00	0,85	-2,21
1,690	0,793	0,812	0,790	0,087	0,119	0,99	0,70	-2,71
2,535	0,593	0,646	0,650	-,019	0,062	0,91	0,35	+0,62
3,381	0,486	0,556	0,571	-,079	0,030	0,87	0,18	+2,70
4,226	0,406	0,487	0,451	-,042	-,071	0,98	0,68	-7,39

Tabela 1 Resistência última de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$) com diferentes graus de constrangimento: U - não restringidas, C - constrangidas, R - restringidas.

As placas restringidas com $\beta < 1$ apresentam resistência superior à unidade devido ao estado biaxial e compressivo de tensões confirmando as conclusões de Guedes Soares [51]. Repare-se que, de acordo com o critério de von Mises, a tensão de compressão na direcção longitudinal pode atingir $1,125\sigma_0$, sendo de $1,054\sigma_0$ o valor calculado para a placa com $\beta=0,845$ apesar do valor elevado das distorções ($w/t=0,185\beta^2$, ver Tabela 38, Anexo A). Para a mesma esbeltez, a placa constrangida tem uma tensão máxima próxima da tensão de cedência e ligeiramente superior à resistência da placa não restringida. Qualquer destes resultados seria esperado já que em placas pouco esbeltas o colapso é essencialmente plástico e a imposição dos bordos permanecerem direitos aumenta a rigidez da placa.

Esta última conclusão é generalizável a toda a gama de esbeltez sendo possível encontrar um aumento linear de resistência quando se passa de uma condição fronteira para a outra, Figura 5, a qual pode ser representada analiticamente por:

$$\frac{\sigma_{mU}}{\sigma_{mC}} = 1,061 - 0,054\beta \quad (11)$$

com valor máximo de 1 e onde σ_{mU} e σ_{mC} representam as tensões máximas das placas não restringidas e constrangidas, respectivamente. Este valor máximo é obtido em placas espessas para as quais é indiferente a situação dos bordos desde que não se gerem globalmente esforços de tracção ou compressão nos mesmos, de que são exemplo as placas restringidas.

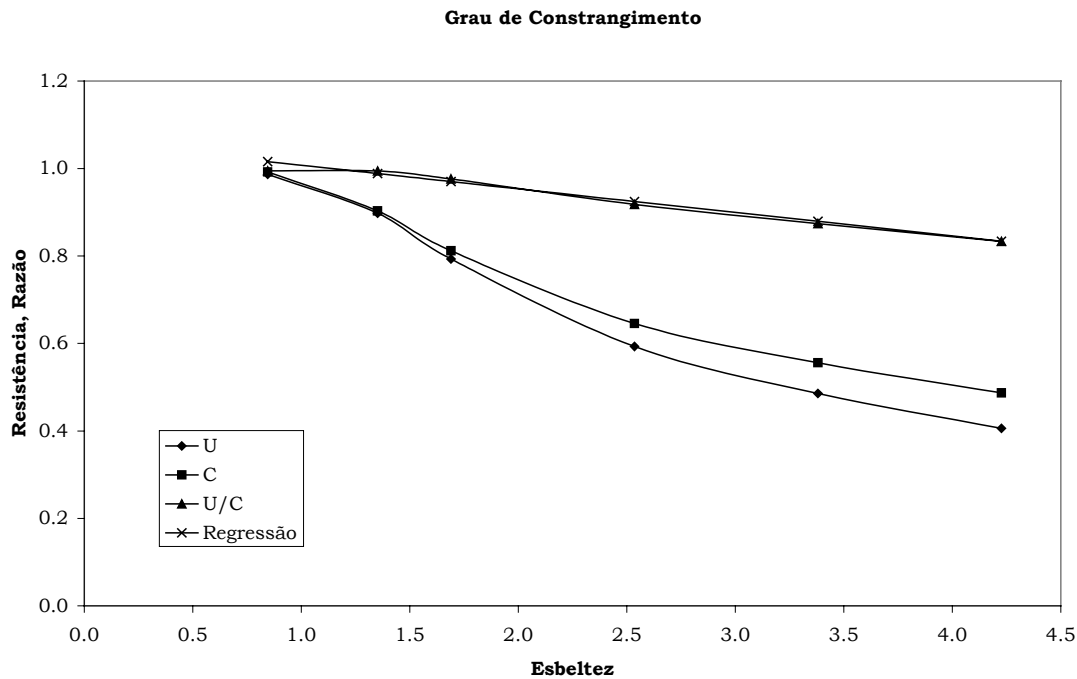


Figura 5 Variação na resistência de placas simplesmente apoiadas devido ao constrangimento dos bordos e comparação com a respectiva regressão linear.

Uma expressão semelhante foi apresentada por Valsgard [75], também para placas com razão de dimensões igual a 3, tomando como referência a resistência da placa não constrangida:

$$\frac{\sigma_{mC}}{\sigma_{mU}} = 0,94 + 0,058\beta, \text{ com mínimo de } 1,0 \quad (12)$$

As duas expressões são bastante semelhantes, apresentando diferenças inferiores a 1% na gama normal de esbelteza, apesar de terem sido obtidas com programas de elementos finitos diferentes (NSHELL e PANFEM), imperfeições iniciais, propriedades do material e modelos diferentes. Relativamente a estes últimos, Valsgard utilizou modelos de um quarto de placa e imperfeições iniciais simétricas enquanto que neste trabalho se utilizou, como já referido, modelos de meia placa com diversas componentes das imperfeições geométricas. Quanto ao material, Valsgard simulou as características mecânicas típicas de um aço de alta resistência com encruamento (HTS32) enquanto os resultados apresentados nesta dissertação baseiam-se nas propriedades do aço macio (NS) sem encruamento.

A redução de resistência é significativa em placas não restringidas e muito esbeltas, podendo atingir os 15%. Esta variação da redução de resistência é

consequência directa do tipo de colapso e da relação deste com a amplitude das deformações. Quando a esbelteza aumenta, o colapso dá-se cada vez mais por instabilidade elástica provocando grandes deformações nessa fase. O nível destas deformações está directamente relacionado com a amplitude dos movimentos no plano de cada ponto dos bordos, de forma a diminuir as tensões transversais em cada secção da placa, como se pode ver na Figura 6 em que se representam as tensões de membrana que se desenvolvem em cada uma das placas.

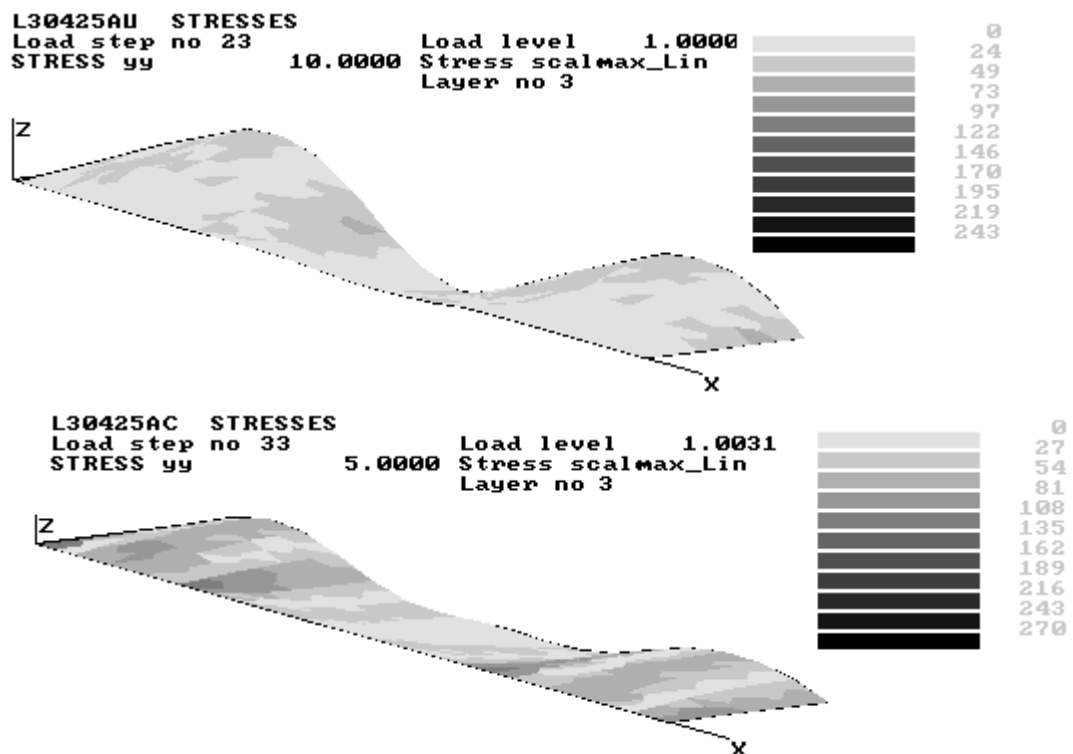


Figura 6 Estado de tensão transversal a meia espessura de placas simplesmente apoiadas não restringidas (em cima) e constrangidas (em baixo) com $b/t=125$.

Nas placas constrangidas este movimento é limitado devido à obrigatoriedade dos bordos se manterem direitos, contribuindo, assim, para a redução da deformada máxima e das tensões de flexão na parte central da placa. Desta redução da deformada resulta uma resistência longitudinal acrescida, o que é perfeitamente visível através da existência do patamar central na placa constrangida.

A evolução da deformada das placas constrangidas é muito mais suave do que a das não restringidas. Pode ser detectado nestas últimas um grande aumento da deformada imediatamente a seguir ao colapso, o qual se dá a uma extensão

normalizada próxima de 1 para ambas as placas, Figura 7.

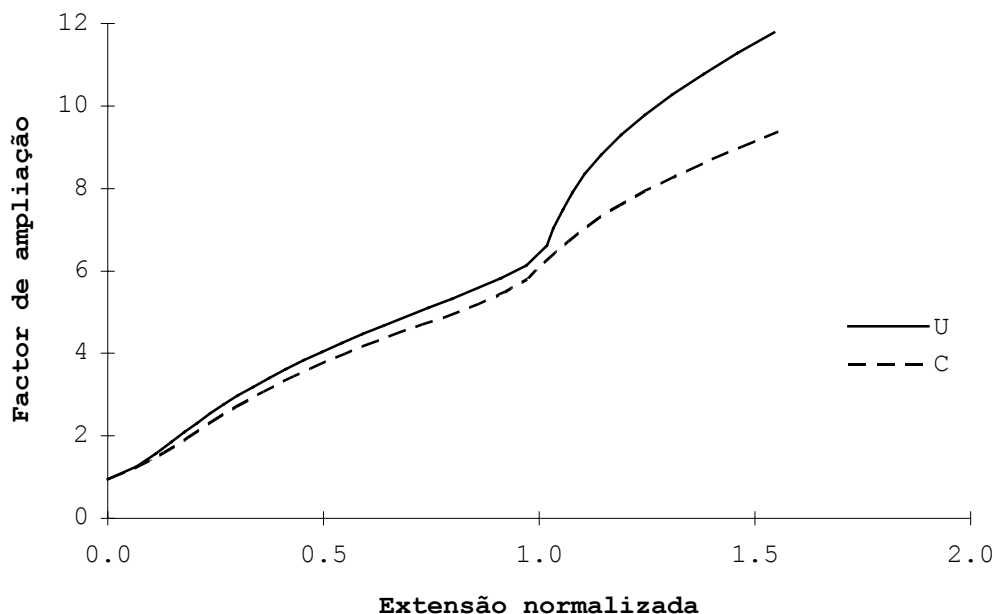


Figura 7 Comparação da deformada no nó com maior deformação pós colapso para uma placa de esbeltez 4,25.

É de realçar que o colapso em todas as placas estudadas se apresenta perfeitamente localizado e acontece na região onde as imperfeições iniciais são maiores, na maioria dos casos. Casos especiais em que o colapso se dá em zonas onde as distorções não são inicialmente máximas, surgem sempre que estas estão localizadas em regiões do meio da placa, as distorções em locais próximos dos topos não são negligenciáveis e as tensões transversais de tracção a meio da placa são relevantes. Estas condições são satisfeitas por algumas placas esbeltas para as quais o efeito do aumento da deformação com o carregamento, induzindo transversalmente tracção, se sobrepõe ao efeito de Poisson, o qual induz compressão.

De resto, o equilíbrio ou desequilíbrio entre estas duas acções antagónicas está bem ilustrado na Figura 7 através da mudança de curvatura da curva do factor de ampliação da deformada vs. extensão de compressão normalizada. Até cerca de 20% da extensão de cedência, a curvatura é positiva porque nesta fase as deformações são baixas não se desenvolvendo as forças de tracção capazes de contrariar a sua ampliação. A partir daí e até à extensão de cedência, as forças de

tracção transversais que se desenvolvem são suficientes para retardar a taxa de variação das deformações. Quando os bordos entram em escoamento plástico dá-se uma estacionaridade das forças de tracção devido ao aumento do coeficiente de Poisson o que permite momentaneamente ter aumentos das deformações extremamente elevados. Este fenómeno acontece num intervalo muito curto das extensões (0,9 a 1,1 da extensão de cedência) sendo seguido de uma região onde a curvatura se torna novamente negativa pelas razões já apontadas.

Na Figura 8 mostra-se a comparação entre as tensões máximas obtidas para as placas com $\alpha=3$ e a equação de Faulkner (5). No entanto, esta comparação é meramente indicativa já que não foi seguido nenhum critério especial para variar as distorções com a esbeltez, pois este assunto será o tema da secção 2.4.

Parece evidente que a fórmula de Faulkner segue a resistência máxima das placas constrangidas na zona das placas espessas aproximando-se da resistência das placas não restringidas para esbeltez elevada, o que não é de estranhar sabendo que na origem da fórmula estão um conjunto de resultados experimentais e a dificuldade de aplicar verdadeiras condições fronteiras nesses testes.

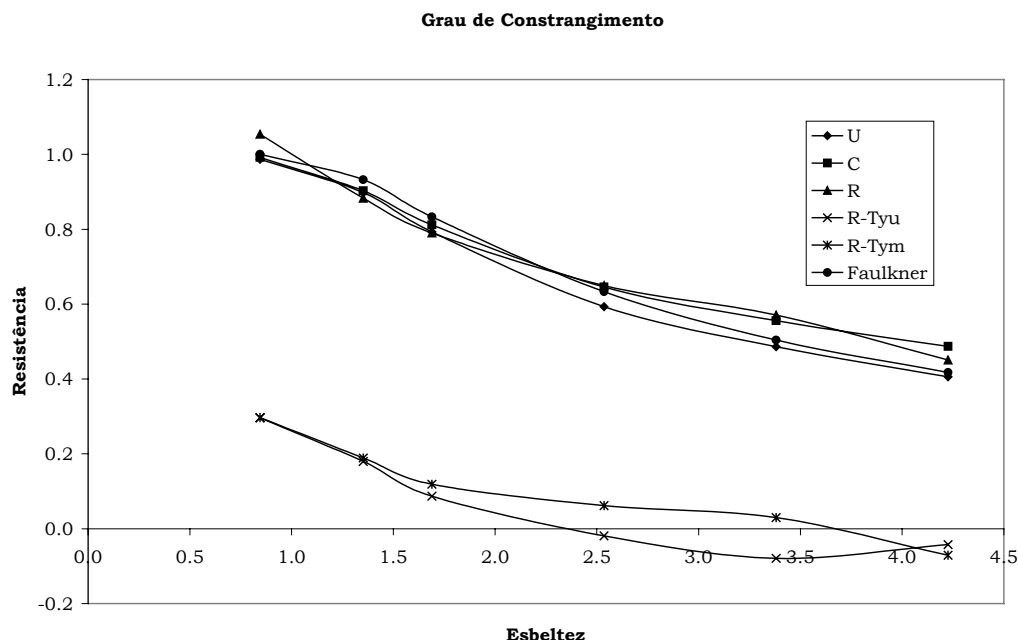


Figura 8 Resumo gráfico do efeito do grau de constrangimento em placas simplesmente apoiadas de razão de dimensões 3.

Estão ainda representados o primeiro extremo relativo da tensão

transversal, aqui designado por tensão transversal máxima, T_{ym} , e a tensão transversal no momento do colapso ou última, T_{yu} , para placas restringidas. Torna-se evidente a existência de duas zonas distintas: em placas espessas, o efeito de Poisson suplanta o efeito do aumento da deformada, sendo o estado global de compressão biaxial; em placas esbeltas a importância relativa dos efeitos é inversa, sendo o estado de tensões resultante de compressão devida ao carregamento e de tracção na direcção perpendicular ao carregamento.

2.3.3 *Análise detalhada dos resultados*

2.3.3.1 Placas espessas - $b/t=25$ e 40

A Figura 9 mostra o comportamento de placas simplesmente apoiadas de razão de dimensões 3 e $b/t=25$. Não são identificáveis diferenças substanciais entre as placas não restringidas e constrangidas. As placas restringidas apresentam uma rigidez e resistência superior às restantes devido ao efeito de Poisson o qual gera um estado de compressão biaxial.

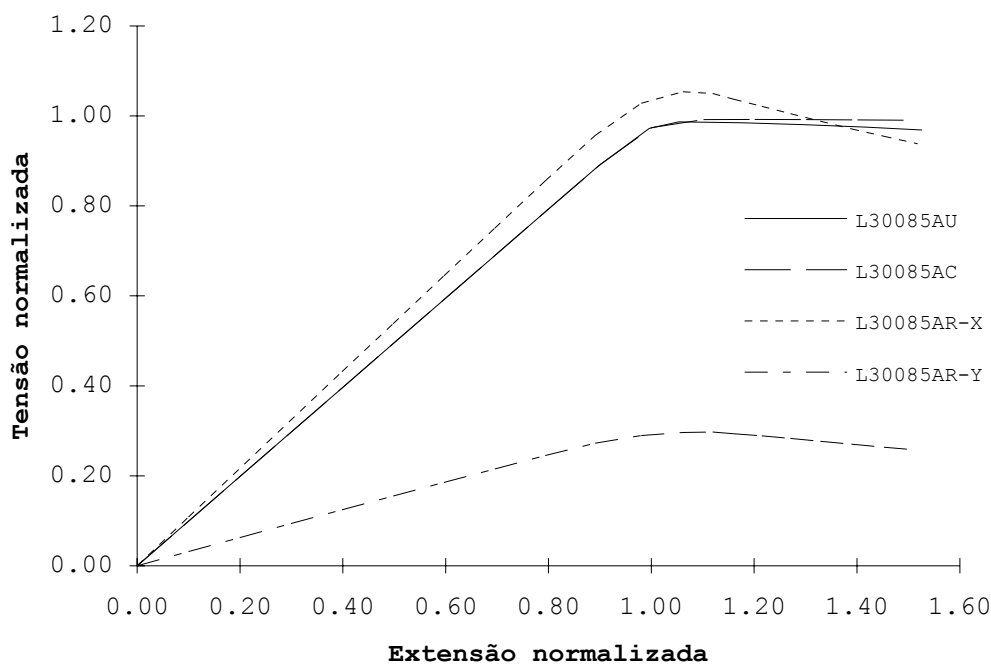


Figura 9 Curvas tensão extensão de placas muito espessas com $\alpha=3$, $\beta=0,85$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.

O mesmo tipo de comportamento é observável nas placas espessas, $b/t=40$, Figura 10. No entanto, nestas placas não existe grande diferença na resistência para as diferentes condições fronteira. Na fase elástica é identificável uma maior rigidez da placa restringida até uma compressão de 80% da extensão de cedência, extensão para a qual ocorre uma estacionaridade das tensões transversais. O nível das tensões transversais é bastante inferior ao das placas muito espessas, cerca de metade.

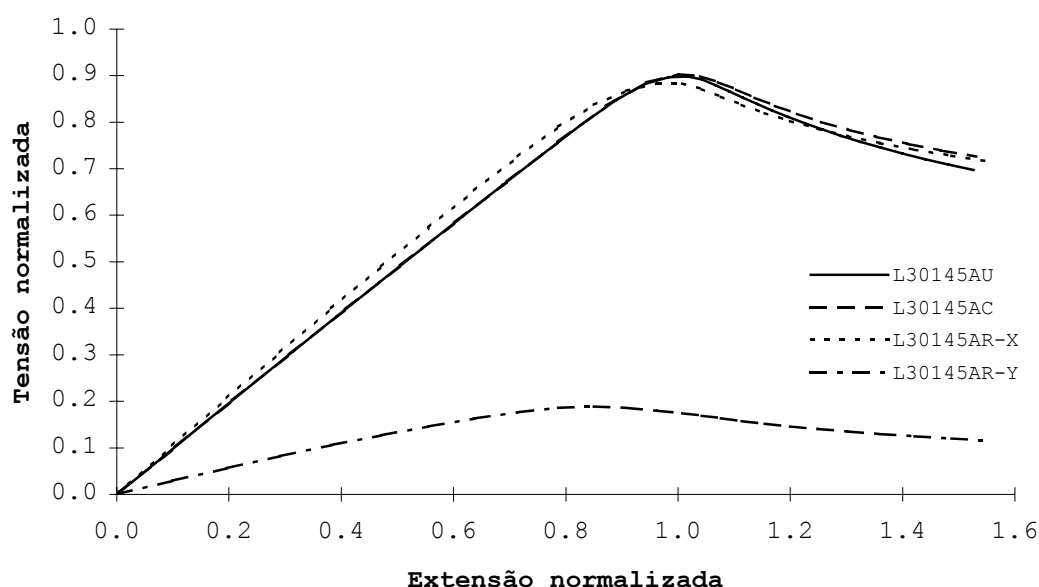


Figura 10 Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=1,35$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.

2.3.3.2 Placas semi-esbeltas - $b/t=60$ e 80

Para $b/t=60$, valor representativo das placas ditas intermédias muito utilizadas em estruturas navais, o comportamento está no limite do domínio plástico sendo as interações resultantes do desenvolvimento de grandes deformações bastante importantes na redução da resistência longitudinal e no nível de tensões transversais que apesar de tudo se mantêm positivas, Figura 11.

Nas placas esbeltas com $b/t=80$ cujos resultados se apresentam na Figura 12, a perda de rigidez inicia-se muito mais cedo, sendo evidente uma redução do módulo tangente da placa a uma extensão normalizada de 0,25 para a qual corresponde o máximo da tensão de compressão transversal da placa restringida.

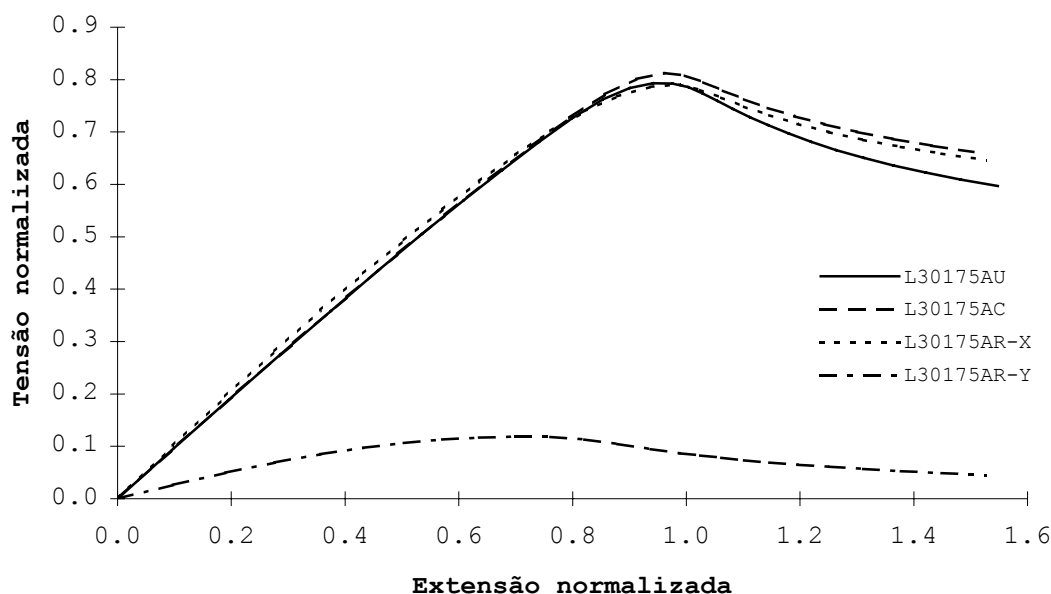


Figura 11 Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=1,69$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.

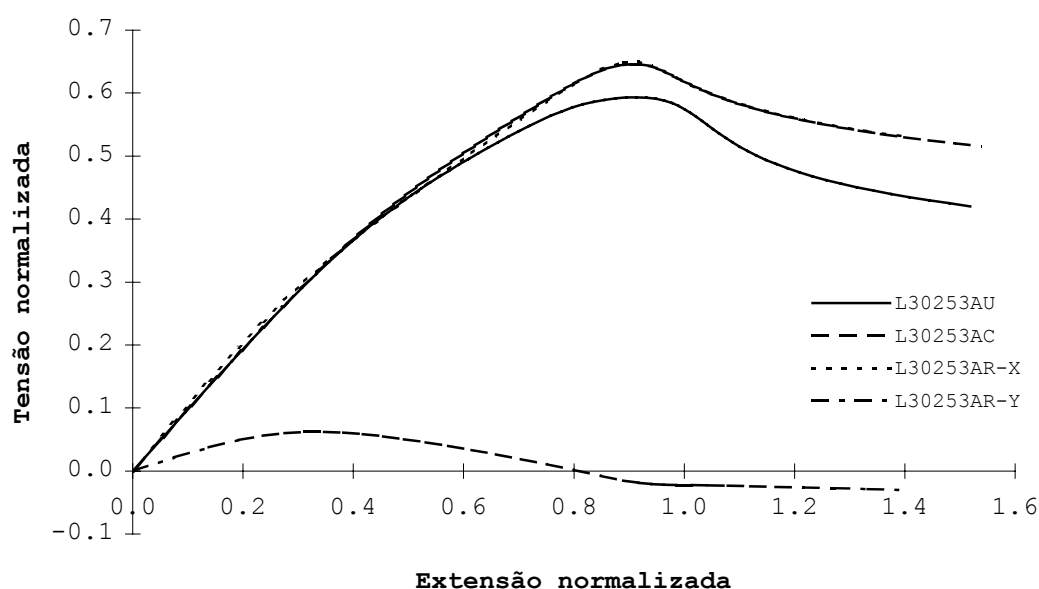


Figura 12 Curvas tensão extensão de placas espessas com $\alpha=3$, $\beta=2,54$ e imperfeições iniciais dadas pela Tabela 38 no Anexo A.

As curvas de carga longitudinal apresentam um comportamento bastante semelhante até cerca de metade da extensão média de cedência, mas a partir deste ponto a placa não restringida mostra-se muito mais fraca, quer no colapso quer no pós colapso. Repare-se que para esta esbelteza já se notam tensões transversais de tracção não negligenciáveis antes e depois do colapso, existindo uma certa

estacionaridade nesta última fase.

2.3.3.3 Placas esbeltas - $b/t=100$

As placas esbeltas com $b/t=100$ (Figura 13), não apresentam diferenças significativas entre placas constrangidas e restringidas, sendo, no entanto, a resistência máxima destas últimas ligeiramente superior.

As placas não restringidas são significativamente menos resistentes do que as restantes e o seu comportamento pós colapso é completamente diferente. Nota-se um retardo acentuado na extensão de colapso, sendo esta inferior a ε_0 nos casos constrangidos e restringidos, e bem superior a ε_0 , cerca de 20% mais no caso da placa não restringida.

Na fase inicial de carregamento as três placas apresentam o mesmo comportamento o qual se torna diferenciado a partir do ponto de início de perda de efectividade. Esta perda de efectividade é resultante do desenvolvimento da deformada, significando pois que as placas não restringidas com $b/t=100$ são mais afectadas por esta ampliação da deformada devido à inexistência das tensões transversais estabilizadoras.

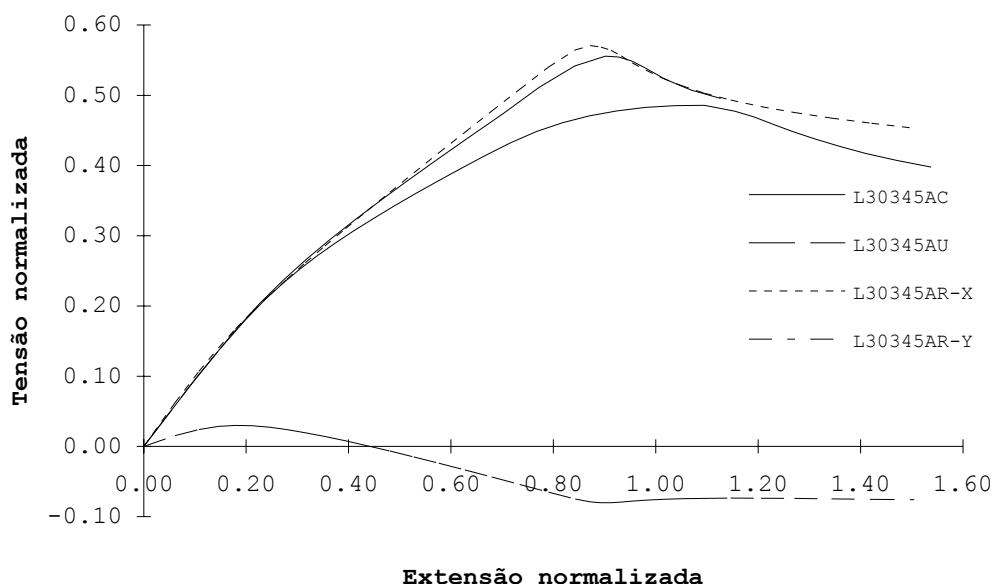


Figura 13 Curvas tensão extensão de placas com $\alpha=3$, $\beta=3,45$ e imperfeições iniciais indicadas na Tabela 38 no Anexo A.

2.3.3.4 Placas muito esbeltas - $b/t=125$

As placas muito esbeltas e restringidas com $b/t=125$, têm um comportamento muito interessante já que mudam de modo de deformação a cerca de 70% do carregamento de cedência, como se pode ver na Figura 14.

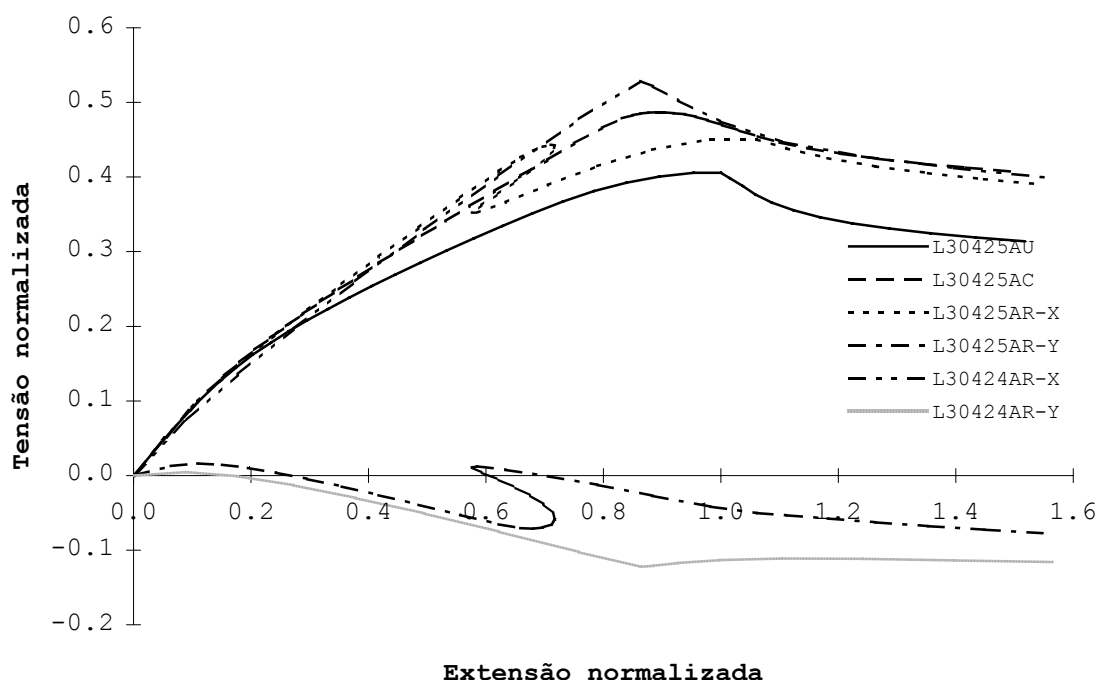


Figura 14 Curvas tensão extensão de placas com $\alpha=3$, $\beta=4,23$ e imperfeições iniciais dadas pela Tabela 38 no Anexo A.

Esta mudança de modo é resultado da acção das tensões transversais de tracção que se desenvolvem pelo aumento das deformações da placa, dando origem a um modo de deformação superior com tensões transversais tendencialmente nulas imediatamente a seguir à mudança de modo. Posteriormente, a placa apresenta uma rigidez e resistência menores mas o comportamento pós colapso é semelhante ao da placa constrangida.

O resultado global desta mudança de modo consiste na obtenção de uma resistência máxima para a placa restringida 8% inferior à da placa constrangida, o que não seria de esperar à partida em placas muito esbeltas. Esta mudança de modo de colapso é facilitada pelo valor bastante reduzido das imperfeições iniciais da placa estudada, $w/t=0,3866$ com amplitudes parciais nos 5 primeiros modos de 0,1, 0,1, 0,5, 0,1 e 0,1. A evolução da deformada pode ser observada na Figura 15

do lado esquerdo e no gráfico auxiliar no fundo à esquerda pode-se identificar a correlação entre o modo da deformada e o desenvolvimento de tensões de tracção transversal na placa.

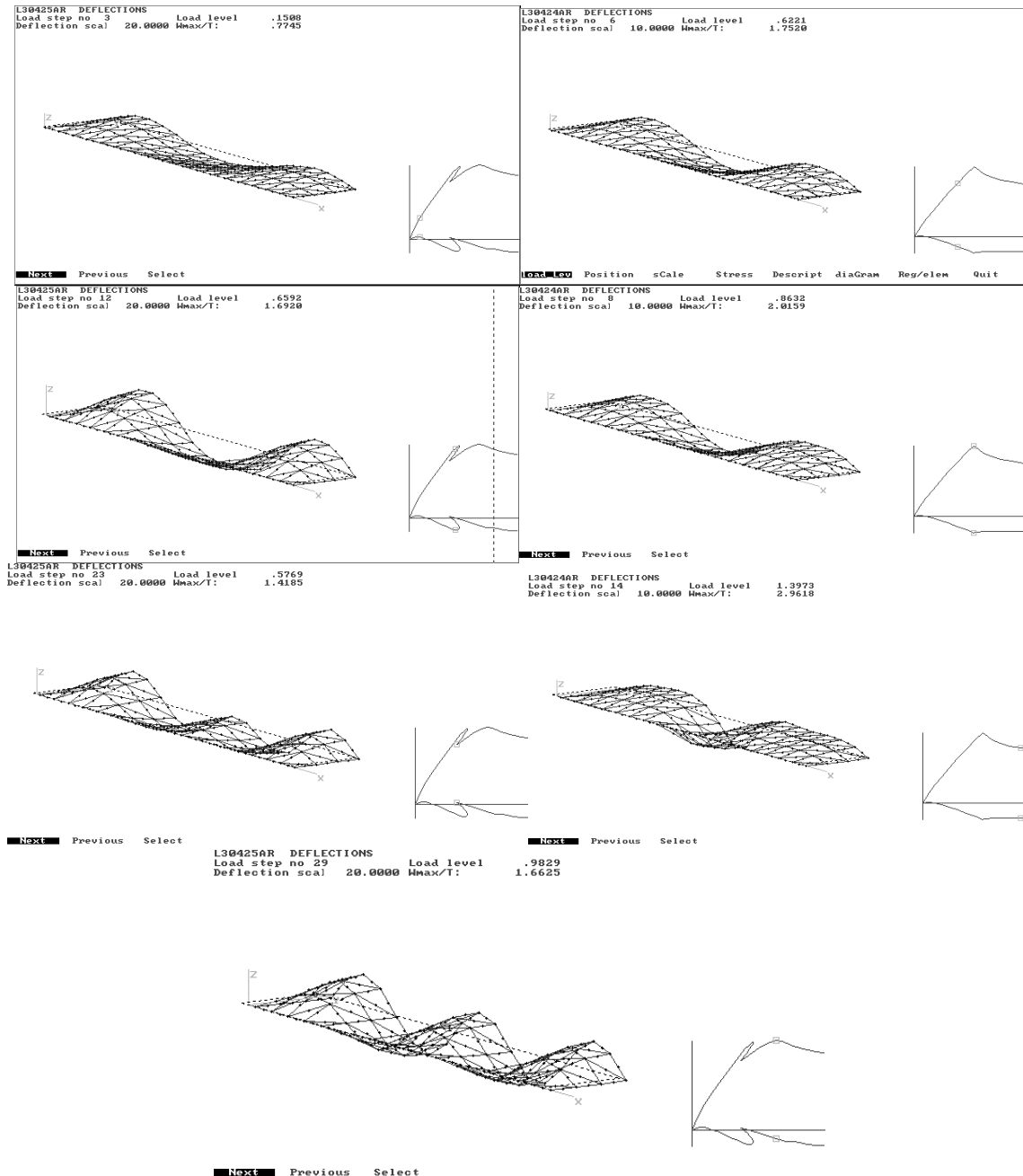


Figura 15 Carregamento e colapso de placas muito esbeltas ($b/t=125$) com diferentes amplitudes no modo crítico resultando em modos de colapso diferentes. Na coluna da esquerda mostra-se a evolução da deformada da placa com menor imperfeição no modo crítico. Em cada uma das gravuras existe um gráfico auxiliar que permite localizar o ponto de carregamento.

A existência de uma componente com amplitude maior no 3º modo inibe a mudança de modo de colapso, forçando o colapso a dar-se no 3º modo, Figura 15

(lado direito) e Figura 14, placa L30424AR com amplitudes das imperfeições de 0,1, 0,1, 1,0 e 0,1 nos quatro primeiros modos.

Quando se comparam os modos de colapso correspondentes às diversas condições fronteiras em placas com iguais imperfeições iniciais verifica-se uma grande diversidade de modos em resultado do maior ou menor desenvolvimento de forças de tracção transversal a meio da placa, a qual é a zona mais desapoiada, Figura 16.

Assim, para as placas não restringidas, a quase total ausência de forças de tracção transversal faz com que o modo de colapso seja muito semelhante ao modo das imperfeições iniciais. À medida que o constrangimento aumenta, os modos de colapso vão sendo cada vez mais complexos, assistindo-se nas placas constrangidas ao desenvolvimento de um patamar central com tensões transversais de tracção que contrabalançam as tensões de compressão transversal junto aos topos, e, nas placas restringidas, ao desenvolvimento de modos de colapso que reduzam substancialmente estas forças de tracção.

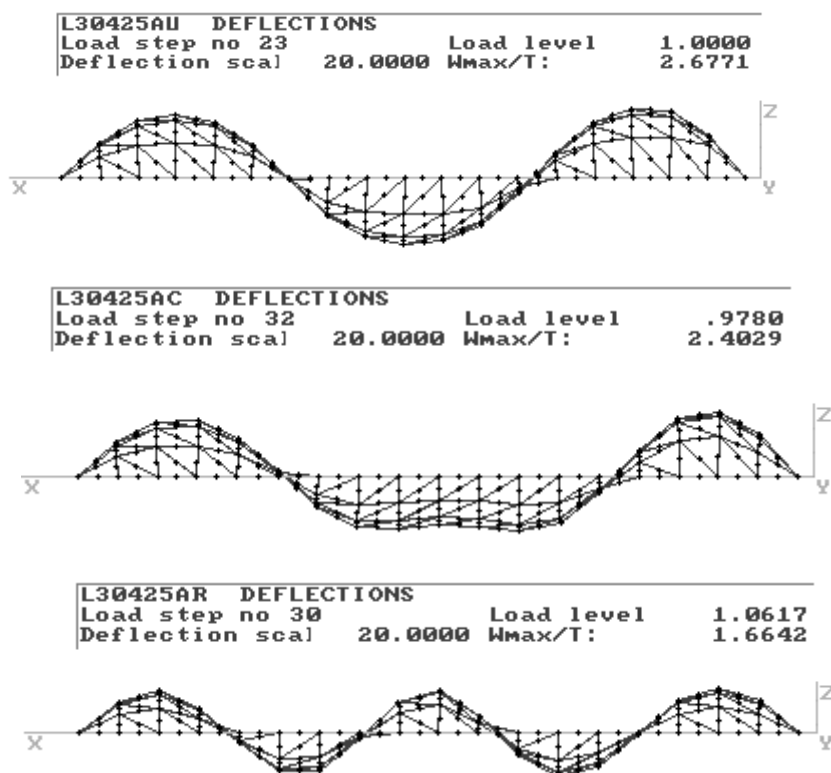


Figura 16 Modos de colapso em placas muito esbeltas com iguais imperfeições iniciais e diferentes condições fronteira: não restringidas (AU), constrangidas (AC) e restringidas (AR).

Finalmente chama-se a atenção para a variabilidade da resistência com as condições fronteira nestas placas tendo-se para placas não restringidas uma resistência normalizada de 0,406 e para a placa restringida, mais resistente, o valor de 0,529 a que corresponde uma diferença de 30%.

Naturalmente que esta análise, particularizada para placas de $\alpha=3$, não esgota o assunto, já que são esperadas variações da resistência com a razão de dimensões, isto é, o estado biaxial de tensões que se desenvolvem em placas restringidas poderá ser influenciado pela razão de dimensões, pelo menos devido à dependência das tensões de membrana com a razão de dimensões e a amplitude das imperfeições iniciais nos primeiros modos.

2.4 Efeito das imperfeições geométricas iniciais

Os elementos de placa presentes nas construções navais e mais propriamente nos navios apresentam imperfeições iniciais resultantes do processo de fabrico nas siderurgias, do processamento nas caldeirarias e dos esforços a que são sujeitos nas operações de montagem. Estudos levados a cabo tanto em navios como em estruturas de engenharia civil, quantificaram o nível das distorções em chapas tentando correlacioná-lo com as características geométricas da placa.

A presença de distorções nos elementos placa faz com que estes se comportem de forma diferente tanto em tracção como em compressão.

Em *tracção*, a característica dominante consiste na variação do módulo tangente inicial. Devido à presença das distorções o módulo tangente inicial apresentar-se-á com um valor ligeiramente inferior ao módulo tangente da placa perfeita em igualdade de circunstâncias das condições fronteira. Como consequência, as placas em tracção na secção dum navio terão uma rigidez diminuída pelo que inevitavelmente a rigidez do casco também virá diminuída. No entanto, para níveis usuais de distorções, esta característica é irrelevante pelo que se pode desprezar.

No caso particular das placas restringidas, o módulo secante é inicialmente inferior ao módulo de Young, mas à medida que a taxa de redução das imperfeições diminui com o aumento da extensão o efeito de Poisson sobrepõe-se

ao primeiro efeito e o módulo secante torna-se maior que o módulo de Young no domínio elástico, Figura 17.

Em *compressão*, as consequências das distorções são muito mais acentuadas. De facto, a sua presença nos elementos placa faz com as curvas de carregamento alongamento sejam melhor comportadas próximo do colapso, deixando de fazer tanto sentido falar de uma carga crítica. Por outras palavras, o colapso súbito que caracteriza as placas quase perfeitas, desaparece, apresentando as curvas de carga alongamento um comportamento tanto mais suave quanto maior a amplitude das imperfeições geométricas iniciais.

Tal facto pode ser constatado através dos exemplos das placas restringidas em compressão da Figura 17 em que se fez variar a forma e amplitude das imperfeições iniciais tal como é descrito na Tabela 2.

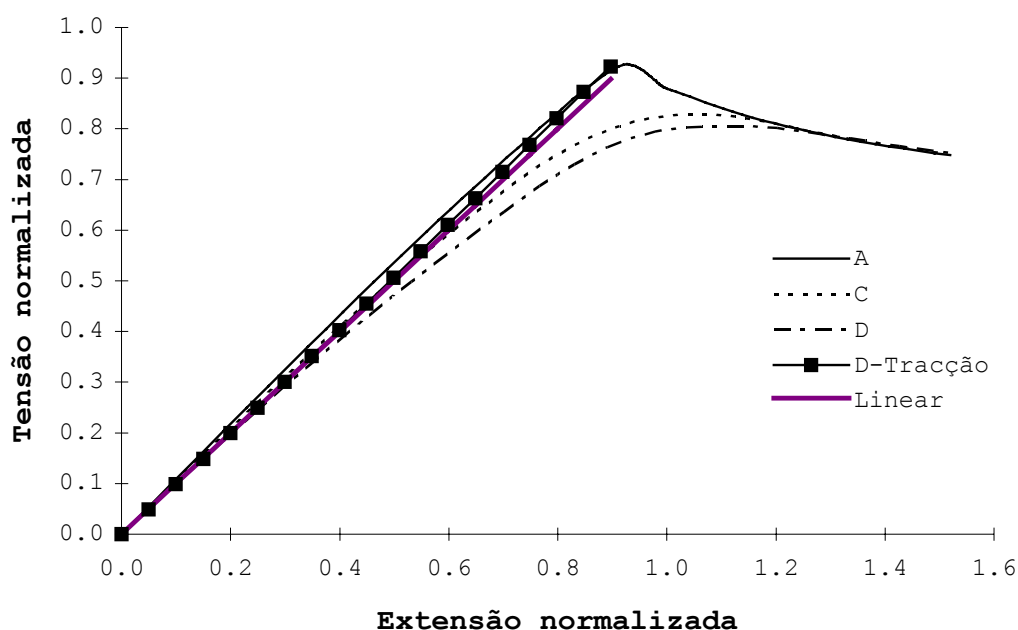


Figura 17 Efeito das distorções em placas simplesmente apoiadas de razão de dimensões 2 e esbeltez 1,7.

Por outro lado, a forma e amplitude das distorções ao longo duma placa influenciam o modo de colapso, provocando variações na resistência última da placa, as quais são normalmente negativas. Daí a necessidade de quantificação da forma e amplitude das distorções características da placa.

$\beta_o = 1.69$ $\alpha=2$	a_{11} (mm)	a_{12} (mm)	a_{21} (mm)	a_{22} (mm)	a_{11}/a_{21}	Máximo (mm)
A	0,5	0,2	0,2	0,1	2,5	0,682
C	0,1	0,2	1,2	0,1	0,083	1,271
D	0,1	0,2	2,0	0,1	0,050	2,071

Tabela 2 Amplitude dos componentes das imperfeições iniciais das placas da Figura 17.

2.4.1 Amplitude das distorções

Faulkner [48] concluiu que a amplitude das distorções normalizada pela espessura, $\bar{d} = d/t$, é dependente de β_o^2 , sendo vulgar encontrar valores de $\bar{d}$ entre $0,05\beta^2$ e $0,15\beta^2$. Propôs inclusivamente que fosse adoptada a fórmula:

$$\bar{d}_F = \frac{d}{t} = 0,12\beta^2 \left(\frac{t_a}{t} \right) \quad (13)$$

em que a espessura da alma do reforço, t_a , é sempre menor ou igual à espessura da placa t . O coeficiente de variação varia desde 0,6 para placas espessas até 0,3 para placas esbeltas.

Evidentemente que as tensões residuais estão intimamente ligadas ao nível de distorções, podendo-se encontrar valores próximos de $0,4\beta_o^2$ em placas fortemente soldadas.

Guedes Soares [51] sugeriu um valor médio dos resultados de Faulkner [48] para navios de guerra e de Antoniou [76] em navios mercantes para efeitos de projecto, $0,11\beta_o^2$. Este último tinha proposto uma dependência linear da amplitude máxima normalizada relativamente à esbeltez [77]:

$$\bar{d}_A = \frac{d}{t} = 0,238\beta - 0,177 \quad (14)$$

expressão esta que poderia ser desdobrada em outras caso fossem considerados parâmetros de menor importância como sejam a razão entre as espessuras da alma e da placa, a razão de dimensões ou a altura da soldadura.

Como notou Latorre [78], esta fórmula baseada na estatística das placas analisadas apresenta valores muito baixos em placas espessas comparativamente aos dados obtidos por outros investigadores [58].

Kmiecik [56] também encontrou uma dependência linear entre a deformada máxima e a esbeltez, a qual é dada por:

$$\frac{d_{0m}}{t} = 0,0083 \frac{b}{t} - 0,1989 \quad (15)$$

apesar de não ser possível estabelecer qualquer tipo de relação credível entre a amplitude de cada modo e a esbeltez devido ao número reduzido de pontos disponíveis em cada placa. No entanto foi encontrada uma excelente correlação entre a amplitude no modo crítico e a razão de dimensões:

$$\frac{d_{0c}}{t} = 0,1336 - 0,0308 \frac{a}{b} \quad (16)$$

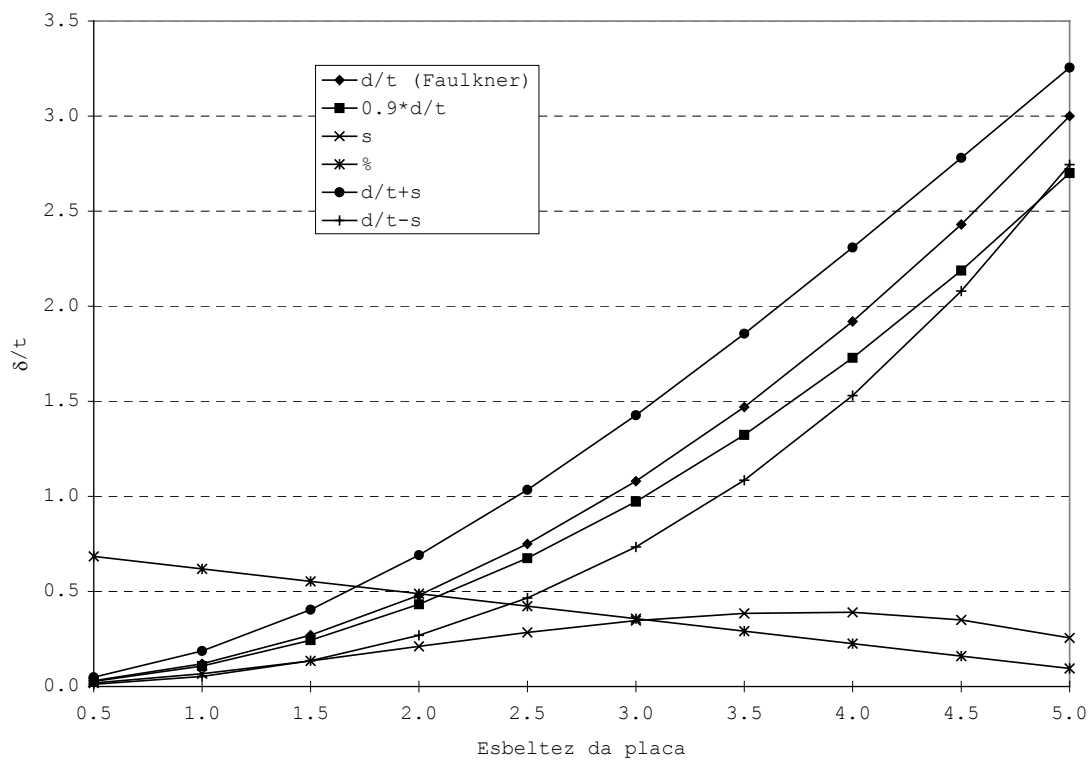


Figura 18 Comparação entre as previsões de imperfeições iniciais máximas entre diversos investigadores.

Bonello *et al.* [79] propuseram um outro modelo baseado na natureza probabilística das distorções. Este modelo considera que as amplitudes das distorções adimensionalizadas pela espessura da placa são dadas pela soma de duas componentes: uma determinística representando o valor médio e que é encontrada pela previsão de Faulkner considerando que a espessura do reforço é

igual à espessura da placa, equação (13), e a segunda é uma função de distribuição normal com desvio padrão dado por:

$$s = \bar{d}_F \cdot (0,675 - 0,118\beta) \quad (17)$$

para aço macio de construção naval. Assim a distribuição de imperfeições é dada por:

$$\bar{d}_B = \bar{d}_F + N(s) \quad (18)$$

onde $N(s)$ representa a distribuição normal de desvio padrão s da variável aleatória $\bar{d}_B$ com valor médio $\bar{d}_F$.

No extremo oriente, principalmente no Japão e durante os anos 70 e 80, foram efectuados alguns trabalhos relacionados com a quantificação da amplitude das distorções e os modos associados [53,73].

2.4.2 Quantificação das variações na resistência

Os efeitos das distorções na resistência das placas foram estudados por diversos autores. Carlsen e Czujko [80] mostraram que, apesar do efeito ser normalmente enfraquecedor, existem situações em se assiste a um aumento de resistência, nomeadamente quando a forma das distorções é bastante diferente do modo de colapso natural da placa. Esta situação é vulgarmente encontrada em navios com alguns anos de serviço, especialmente nas chapas de fundo, nas quais é induzido alguma deformação permanente com a forma de uma semi sinusóide entre reforços devido à acção conjunta das tensões residuais e da pressão lateral. No entanto este aumento de resistência é muito sensível a qualquer deformação local da chapa não devendo por isso ser incorporado no projecto [10].

Murray [81], Dwight e Little [68] propuseram que não se considere o efeito enfraquecedor das distorções para $\bar{\delta} < 0,23$ e $\alpha \gg 4$, enquanto Frieze *et al.* [82], Dwight e Ractliffe [64] concluíram que este efeito não é negligenciável para $\bar{\delta} > 0,3$.

Guedes Soares [51] quantificou estatisticamente a perda de resistência da placa imperfeita quer devido ao efeito das tensões residuais quer das distorções ou ambas simultaneamente. A equação (7) quantifica a perda resultante das imperfeições iniciais. É interessante notar que o factor redutor da resistência

deduzido nesta equação tem coeficientes qualitativamente iguais aos obtidos mais tarde por Bonello [79] para o desvio padrão das distorções.

2.4.2.1 Placas espessas

Neste trabalho, o estudo da influência das distorções foi efectuado em placas simplesmente apoiadas restringidas com diversas razões de dimensões. A Tabela 3 mostra as componentes das imperfeições geométricas de uma placa de razão de dimensões igual a 2 nas diversas componentes de Fourier. Nesta primeira fase as placas analisadas têm uma esbeltez de 1,69.

Os modelos A e B privilegiam a componente fundamental a que corresponde uma tensão elástica crítica de grau superior, grupo *primário*, enquanto os modelos C e D apresentam a máxima amplitude na segunda componente longitudinal sendo de prever um modo de colapso correspondente à tensão crítica mínima, grupo *crítico*.

$\beta_o = 1,69$ $\alpha=2$	a_{11} (mm)	a_{12} (mm)	a_{21} (mm)	a_{22} (mm)	a_{11}/a_{21}	Máximo (mm)
A.M.	-	-	-	-	-	1,570
A	0,5	0,2	0,2	0,1	2,5	0,682
B	1,0	0,2	0,2	0,1	5,0	1,066
C	0,1	0,2	1,2	0,1	0,083	1,271
D	0,1	0,2	2,0	0,1	0,050	2,071
E	1,0	0,4	0,4	0,2	2,5	1,364
F	0,1	0,2	0,6	0,2	0,167	0,716

Tabela 3 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.

$\beta_o = 1,69$ $\alpha=2$	w/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	$\bar{\varepsilon}_{pl}$	Modo de colapso
A.M.	0,3140	0,833	1,000	0,350*	m=2
A	0,1364	0,886	0,888	0,848	m=1→2
B	0,2131	0,917	0,934	0,843	m=1→2
C	0,2541	0,798	1,100	0,780	m=2
D	0,4141	0,766	1,199	0,844	m=2
E	0,2729	0,886	0,917	0,821	m=1→2
F	0,1431	0,829	1,032	0,745	m=2

Tabela 4 Resistência longitudinal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais. * A extensão calculada representa o início de perda de efectividade da placa e não o início de plastificação.

Por outro lado, o valor máximo das imperfeições iniciais é crescente de A a D. Desta forma é possível analisar não só a influência da amplitude como também da forma das imperfeições geométricas. O método aproximado (A.M.) considera distorções médias de $0,11\beta_0^2$ seguindo a recomendação de Guedes Soares [51].

Na Tabela 4 resume-se os resultados obtidos para a resistência máxima, extensão última e de início de plasticidade, e, ainda, do modo de colapso observado.

As placas do grupo primário (A e B) apresentam uma resistência máxima superior às do grupo crítico (C e D), tal como seria de esperar das amplitudes relativas das diversas componentes de Fourier. A dependência dentro de cada grupo é, também, diversa.

No grupo primário, o aumento das imperfeições conduz a um aumento de resistência devido ao aumento relativo da preponderância do 1º modo ($m=1$). Na placa A, a razão a_{11}/a_{21} é de 2,5 enquanto na B esta razão é de 5. Repare-se que mantendo a razão entre as amplitudes das componentes e aumentando a amplitude máxima não se verifica variação de resistência assinalável, placas A e E.

No grupo crítico passa-se o contrário. O aumento das imperfeições faz diminuir a rigidez e resistência da placa por a sua forma coincidir com a do modo de colapso correspondente à tensão crítica mínima, como se pode ver na Figura 19. Esta conclusão está de acordo com a descrição normal do efeito das distorções na resistência. Para esta esbeltez, $\beta=1,69$, um aumento de 63% nas distorções corresponde uma degradação de resistência de 4%, placas C e D. Repare-se que a fórmula de Faulkner prevê um valor de 0,833 para esta placa e a regressão linear dos resultados do grupo crítico apresenta a seguinte expressão, $\phi_u(1,69)=0,860-0,230w/t$, o que transformado em termos da previsão de Faulkner e evidenciando a degradação por efeito das imperfeições iniciais resulta em:

$$\phi_u = 1,032\phi_F \left(1 - 0,267 \frac{w}{t} \right) \quad (19)$$

Nota-se que a resistência da placa 'perfeita' é 3,2% superior à resistência prevista pela equação de Faulkner, equação (5), e inferior em 4,6% à resistência da

placa 'perfeita' de Guedes Soares, equação (6). Este último resultado não é surpreendente já que Guedes Soares utilizou uma base de dados em que se incluíam todos os tipos de placas e a inclusão de placas do grupo primário aumenta a previsão de resistência.

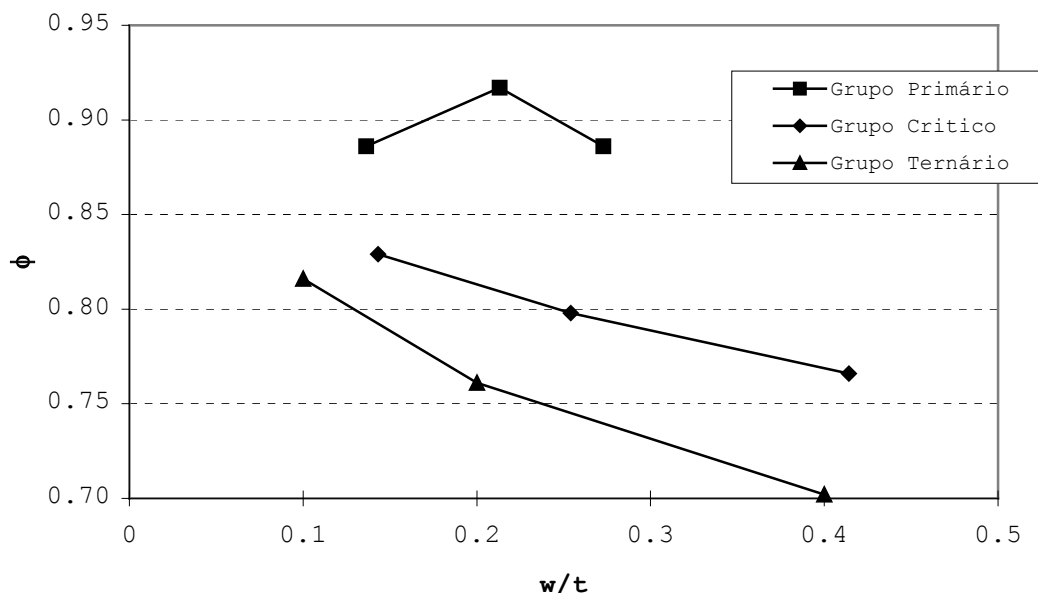


Figura 19 Resistência versus imperfeições em placas semi espessas, $\beta=1,69$ e $\alpha=2$, e por grupos de formas das imperfeições.

Na Figura 20 representam-se as curvas tensão extensão médias normalizadas das placas em estudo e comparam-se com o método aproximado. É evidente a maior rigidez, maior módulo estrutural, das placas com um modo primário dominante tanto na fase de pré colapso como de colapso. Só no regime de pós colapso estas placas apresentam uma resistência menor e o módulo tangente mais acentuadamente negativo do que as placas com imperfeições iniciais na forma do modo de colapso mínimo, neste caso $m=2$.

No entanto, convém ressaltar que este maior declive do módulo estrutural tangente é apenas aparente, já que o colapso nestas placas é fundamentalmente local. Assim a extensão nos bordos é bastante variável ao longo dos mesmos nas placas com modo fundamental das imperfeições iniciais, enquanto que no grupo crítico existe muito maior uniformidade desta grandeza. Desta forma o encurtamento médio na região em colapso é certamente maior do que o indicado no gráfico, pelo que é de supor que com esta correcção se encontre um

comportamento coincidente para os dois grupos na fase pós colapso.

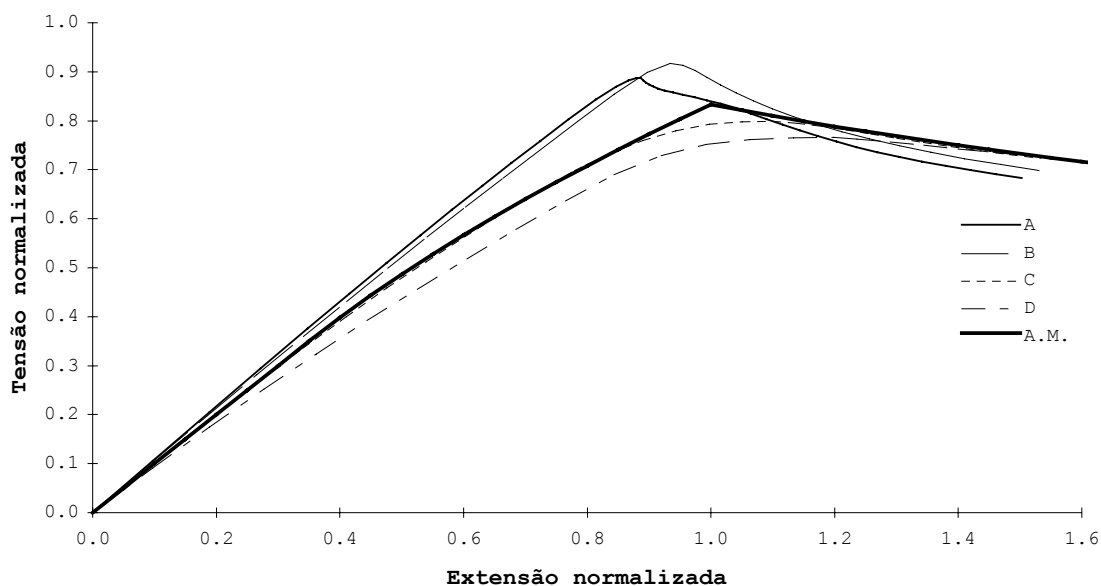


Figura 20 Consequências da forma das distorções da placa nas curvas tensão extensão médias para uma placa de $\alpha=2$ e $\beta=1,69$ e comparação com o método aproximado (AM).

O método aproximado representa fielmente o comportamento das placas com imperfeições iniciais médias e $m=\alpha$, nas zonas de pré e pós colapso. Na zona de colapso, as discrepâncias são ligeiramente maiores apesar de não ultrapassarem erros superiores a 5%. O valor encontrado para a extensão última pelo método aproximado (ϵ_0) é, curiosamente, um valor intermédio entre as extensões últimas das placas dos dois grupos, inferior a $0,95\epsilon_0$ para as placas do grupo primário e superiores a $1,1\epsilon_0$ para as placas do grupo crítico. Este facto confirma a adequação do método se tiver em conta que as curvas do grupo crítico são virtualmente horizontais nesta zona, isto é, têm um módulo estrutural tangente praticamente nulo. Pode-se, assim, concluir que a hipótese inicial do método é válida ao assumir que o conceito de largura efectiva (equação (5)) é aplicável na fase de pós colapso, bastando usar a esbeltez efectiva associada à extensão média real em vez da esbeltez nominal da placa. Este assunto será, no entanto, debatido em pormenor mais à frente, na secção 2.7.

As diferenças acentuadas de comportamento e resistência face à amplitude e forma das distorções destes dois grupos vem levantar a questão se existem dois grupos distintos de resistência a eles associados, ou, se pelo contrário, existe uma

continuidade da resistência máxima ao passar de um para o outro.

Nesse sentido estudou-se uma placa com igual amplitude da primeira e segunda componentes longitudinais, placa G, e com amplitude das imperfeições da mesma ordem de grandeza das placas E e C. A resistência da placa é semelhante à da placa crítica C, +2,3%, e claramente inferior à da placa com o modo primário dominante, -8,1%.

O colapso desenvolve-se localmente na zona onde as imperfeições são inicialmente menores. Este fenómeno é comum a todas as placas em que o colapso está associado à mudança da forma da deformada e é de alguma forma de difícil explicação, já que as zonas onde as imperfeições iniciais são maiores estão sujeitas a maiores tensões nos bordos devido a uma pior distribuição transversal de carga na fase de pré colapso. Além disso, na parte central da zona com maiores amplitudes de distorções o momento flector aplicado é aparentemente maior devido ao maior braço; no entanto a força por unidade de comprimento aplicada é concerteza menor do que na parte central da zona com menores distorções. A deformada final da placa parece apontar, pois, para uma maior importância da uniformidade das tensões em detrimento da maior amplitude local das imperfeições. Esta uniformidade de tensões faz com que a tensão 'crítica' seja atingida a encurtamentos médios menores e consequentemente os fenómenos de instabilidade local se façam sentir mais intensamente nestas zonas, enquanto na zona de imperfeições iniciais maiores a plastificação dos bordos é o fenómeno dominante mesmo no caso das placas intermédias.

O último aspecto analisado neste grupo de placas refere-se à resistência de placas com modo inicial ternário, isto é, com um modo superior ao modo crítico da placa, $m=\alpha+1$. Assim, foram analisadas três placas, Q, R e S, com modo dominante igual a três e diferentes amplitudes das imperfeições, tendo-se concluído que o modo de colapso coincide com o modo inicial e que a resistência destas placas é inferior à das placas com modo de colapso crítico. Foi ainda possível identificar uma redução da resistência com o aumento da amplitude das imperfeições. A quebra de simetria foi assegurada pela introdução de uma pequena componente no modo crítico.

Utilizando a técnica já usada para estabelecer a equação (19), a resistência máxima para este modo de colapso ($m=3$ com $\alpha=2$) pode ser aproximada por:

$$\phi_u = 1,015\phi_F \left(1 - 0,435 \frac{w}{t} \right) \quad (20)$$

expressão esta que mostra uma menor resistência da placa 'perfeita' associada a este modo de colapso como se pode constatar na Figura 19 e uma maior redução de resistência devida às distorções quando comparada com as placas com modo de colapso crítico cuja resistência é dada pela equação (19).

2.4.2.2 Placas esbeltas

A resistência das placas esbeltas com razão entre a largura e a espessura (b/t) de 100 apresenta características interessantes relativamente à dependência do modo de colapso e das imperfeições iniciais.

Assim, as placas A, C e E pertencentes ao grupo crítico, com imperfeições iniciais da mesma forma do modo de colapso preferencial, reduzem a resistência com o aumento das imperfeições iniciais, como se conclui dos resultados apresentados no Anexo A, Tabela 37. Esta redução é no entanto muito baixa, 1,5%, entre os extremos das distorções consideradas.

Pelo contrário, as placas do grupo primário, B, D e F, apresentam um aumento de resistência com o aumento das distorções; as variações de resistência são muito acentuadas neste grupo devido à alteração do modo de colapso com o aumento das distorções, Figura 21.

A placa com distorções mais pequenas, D, tem um máximo relativo no modo 1 mas imediatamente degenera no 3º modo atingindo a resistência máxima (0,518) neste modo. Nota-se perfeitamente na sequência apresentada na Figura 22 que o primeiro máximo ocorre com o início do desenvolvimento do 3º modo e restabelece-se a fase ascendente de carga quando a deformada a meio transpõe o plano base da placa, adquirindo um modo ternário quase perfeito no colapso final.

A placa com distorções médias (B) atinge o colapso no 1º modo (0,590, isto é, mais 13% do que a anterior) assumindo uma configuração pós colapso que é uma combinação do segundo e quarto modos, 2º+2*4º, ou dito de outra forma,

degenera num modo ternário imperfeito em que uma das semi-ondas é maior do que as outras duas como se pode ver na Figura 23.

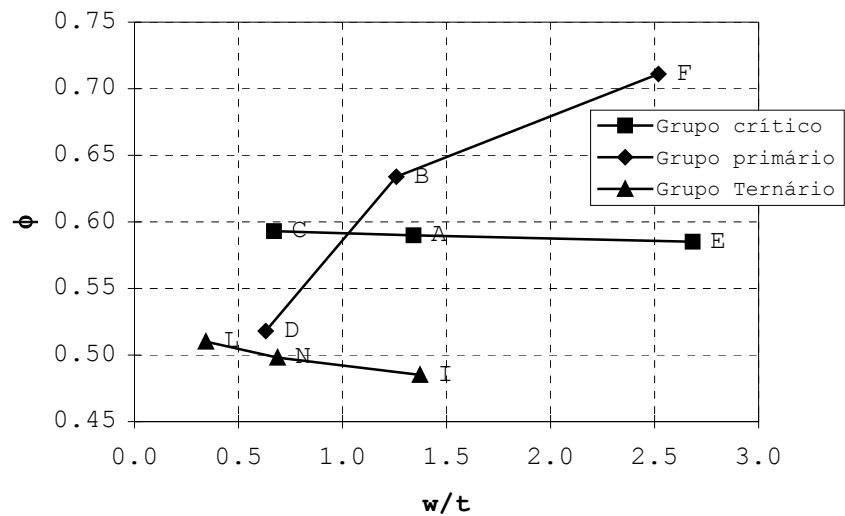


Figura 21 Resistência versus imperfeições em placas esbeltas, $\beta=3,38$ e $\alpha=2$, e por grupos de forma das imperfeições.

Na placa com grandes imperfeições, F, domina o modo primário ao longo de toda a gama de extensões apesar do aparecimento de uma componente ternária que no entanto não se desenvolve suficientemente para se tornar dominante. Em consequência a resistência da placa F é 20% superior à da placa B, ou seja uma variação de 37% entre os dois extremos de distorções analisadas.

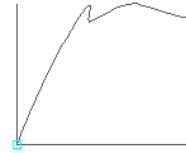
A previsão de Faulkner para esta esbeltez é de 0,504 o que leva à conclusão que ela representa o grupo de placas com resistência mais baixa, ou seja o grupo ternário. A variação de resistência deste grupo com a amplitude das imperfeições pode ser expressa por $\phi_u(3,38) = 0,517 - 0,024 w/t$, a qual pode ser transformada em:

$$\phi_u = 1,025\phi_F \left(1 - 0,046 \frac{w}{t} \right) \quad (21)$$

Esta redução de resistência representada pelo 3º factor do segundo termo é a maior de entre os três grupos considerados mas apesar disso é bastante pequena em valor absoluto o que confirma a fraca contribuição da amplitude das distorções para a variação da resistência das placas esbeltas e restringidas. O coeficiente redutor é cerca de seis vezes superior nas placas semi espessas, equação (19).

Resistência Longitudinal de Placas

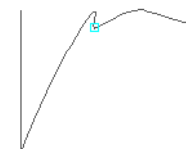
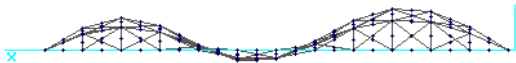
L203420D DEFLECTIONS
Load step no 0 Load level .0000
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: .6296



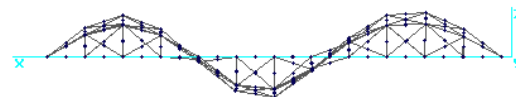
Next Previous Select
L203420D DEFLECTIONS
Load step no 13 Load level .6337
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 1.3726



Next Previous Select
L203420D DEFLECTIONS
Load step no 21 Load level .6289
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 1.2784



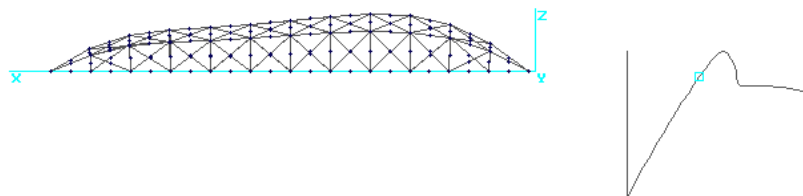
Next Previous Select
L203420D DEFLECTIONS
Load step no 30 Load level 1.0370
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 1.3846



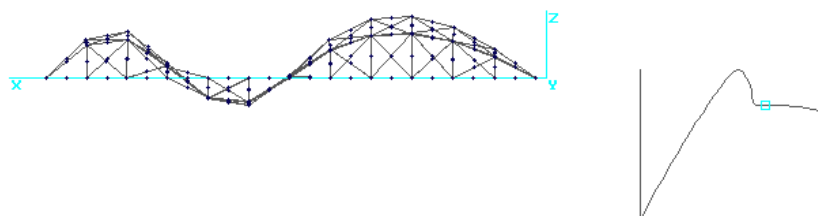
Next Previous Select

Figura 22 Deformada da placa D antes e no colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.

L203420B DEFLECTIONS
Load step no 11 Load level .6055
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 1.6915



Next **Previous** Select
L203420B DEFLECTIONS
Load step no 37 Load level 1.0195
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 1.7214



Next Previous Select

Figura 23 Deformada da placa B antes e após colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.

L203420F DEFLECTIONS
Load step no 0 Load level .0000
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 2.5102

L203420F DEFLECTIONS
Load step no 17 Load level .0636
Deflection scal 20.0000 Wmax/T: 2.0565

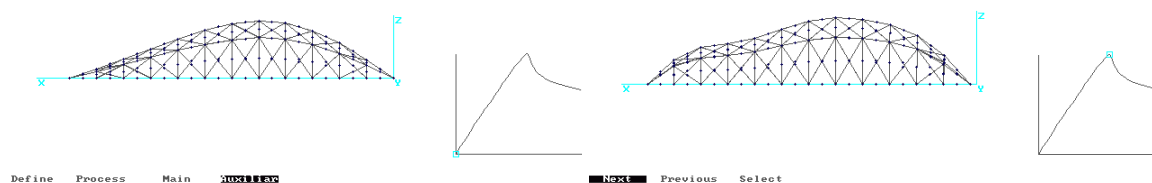


Figura 24 Deformada da placa F antes e no colapso. Os gráficos à direita indicam o ponto de carga da curva força-deslocamento.

A equação (7) de Guedes Soares prevê uma maior importância das distorções em ambos os casos sendo a redução prevista do dobro e do quádruplo das estimadas nesta secção para placas semi espessas e esbeltas respectivamente.

A análise das placas quase perfeitas foi efectuada utilizando uma imperfeição inicial de 1% da espessura nos modos primário, placa H, e no crítico, placa G. Esta última apresenta o mesmo modo de deformação durante todo o

carregamento observando-se, no entanto, uma variação importante no módulo estrutural tangente a meio do carregamento, como se pode ver no gráfico do lado direito da Figura 25 representando a curva força-deslocamento axial.

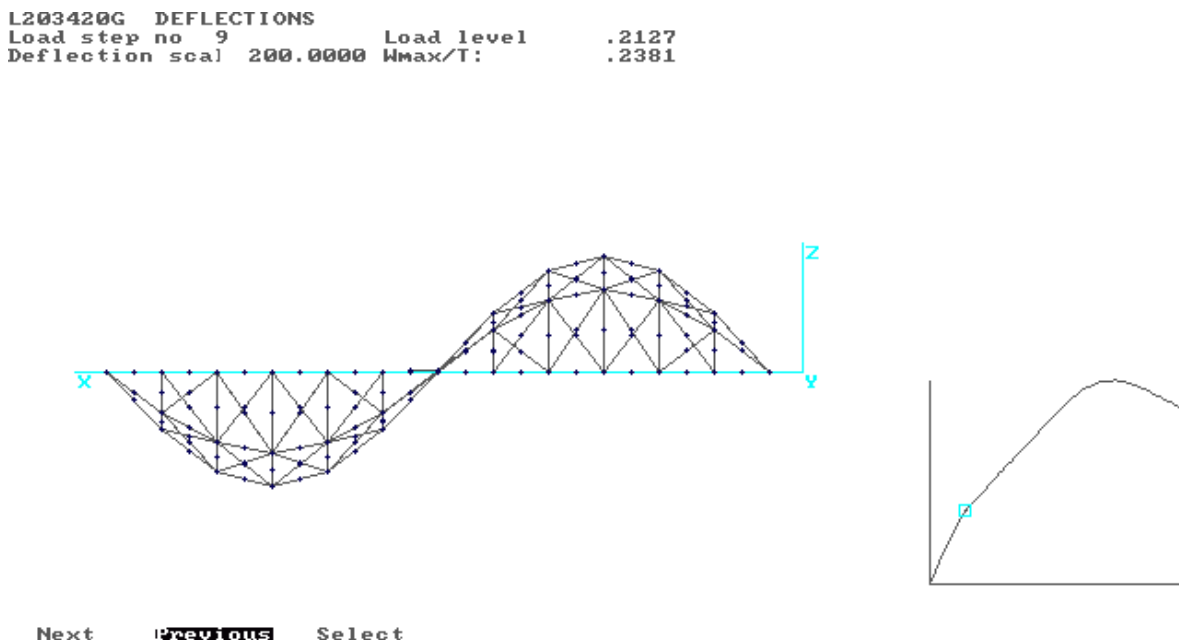


Figura 25 Deformada da placa G antes do colapso. O gráfico à direita indica o ponto de carga da curva força-deslocamento.

A placa H apresenta um modo ternário de colapso dando-se a passagem do modo primário ao ternário no regime elástico auxiliada pela existência das forças de tracção que se desenvolvem transversalmente devidas ao aumento da deformada. A passagem ao modo crítico ($m=2$) está impossibilitada devido à total simetria do modelo.

Para testar esta última afirmação gerou-se uma placa semelhante à H mas com uma pequena perturbação que quebre a simetria, placa M. O aspecto da placa durante o carregamento evoluiu desde o modo primário dominante na fase inicial, passando por um modo ternário prematuro a que correspondeu um máximo relativo da curva tensão extensão com o valor de 0,365 o qual é muito próximo da tensão crítica elástica para $m=3$ ($\phi_{c3}=0,370$), tendo degenerado no modo crítico mínimo, $m=2$, para o qual foi atingida a resistência máxima, $\phi=0,600$. Este valor é bastante superior ao valor obtido para a placa H, $\phi=0,527$, podendo-se concluir que este baixo valor não deve ser considerado já que a probabilidade de encontrar, na realidade, placas com imperfeições iniciais reduzidas e no modo ternário

perfeito é praticamente nula e qualquer perturbação na geometria conduz a um modo de colapso diferente. De resto, isso mesmo foi comprovado na placa K, unicamente com imperfeições iniciais ternárias muito reduzidas, em que a assimetria gerada pela truncagem numérica foi suficiente para fazer evoluir o modo de colapso da placa para o modo crítico mínimo.

A degradação de resistência resultante de um modo de colapso ternário ocorrido nas placas D e H, levanta a questão acerca das condições em que esta degradação ocorre. Ela é, concerteza, resultante da amplitude da componente ternária inicial ou gerada durante a deformação sob carregamento. A resistência da placa I comprova esta previsão porque a existência de uma importante componente ternária conduz a um colapso em $m=3$ com resistência muito baixa apesar da existência de uma componente em $m=2$. Na placa J mantiveram-se os valores das amplitudes das distorções mas inverteu-se a importância das suas componentes e assistiu-se a um modo de colapso diferente com resistência muito superior, +16%. No entanto, a resistência desta placa é inferior em 4,5% à da placa com as mesmas amplitudes de distorções mas onde a terceira componente não está presente, placa A.

Pode-se, então, concluir que a presença de uma componente ternária não negligenciável degrada a resistência das placas de razão de dimensões igual a 2. Eventualmente, semelhante conclusão pode ser aplicada a outras razões de dimensões devido ao facto de modos de ordem superior ao crítico induzirem um colapso local mais pronunciado.

Uma vez clarificada a extrema importância do modo de colapso nos níveis de resistência máxima atingidos, foi analisado um conjunto de placas que, completando os resultados já disponíveis, permitisse definir a razão de amplitudes das distorções que fomentam o salto de um modo de colapso para o crítico. Para tal foram escolhidas placas com amplitudes máximas médias, de acordo com a expressão de Guedes Soares [51], e variou-se a razão entre a primeira e segunda componentes. A escolha recaiu sobre estas duas componentes por serem as mais importantes para esta razão de dimensões nas placas reais.

Na Figura 26 apresenta-se o comportamento dessas placas sendo evidente a

existência de um comportamento diferenciado à medida que a razão a_{11}/a_{21} aumenta. Quando esta razão é superior a 3 a placa não desenvolve o modo de colapso crítico tendo-se níveis de resistência elevados, como se pode ver na Figura 27, e um modo de colapso algo complexo.

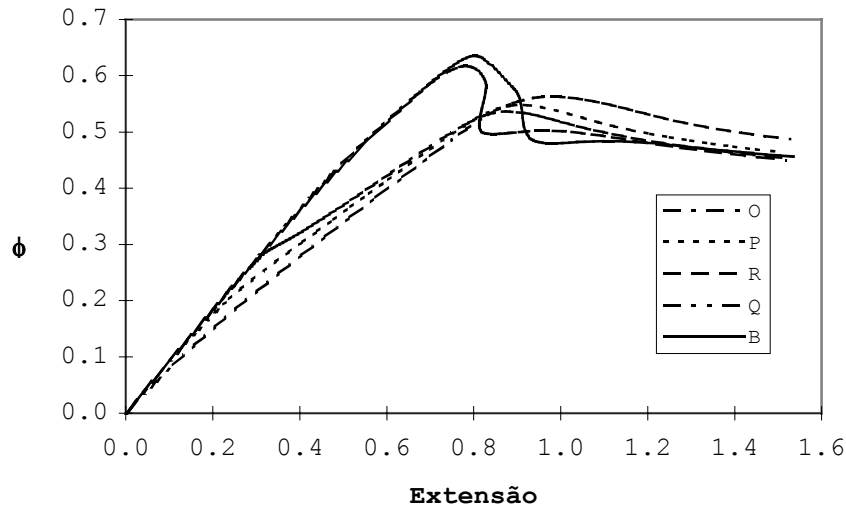


Figura 26 Curvas tensão extensão para placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=2$, $\beta=3,38$, distorções médias e diversas razões entre a primeira e segunda componente das distorções, respectivamente, 1(O), 2(P), 3(R), 4(Q) e 6(B).

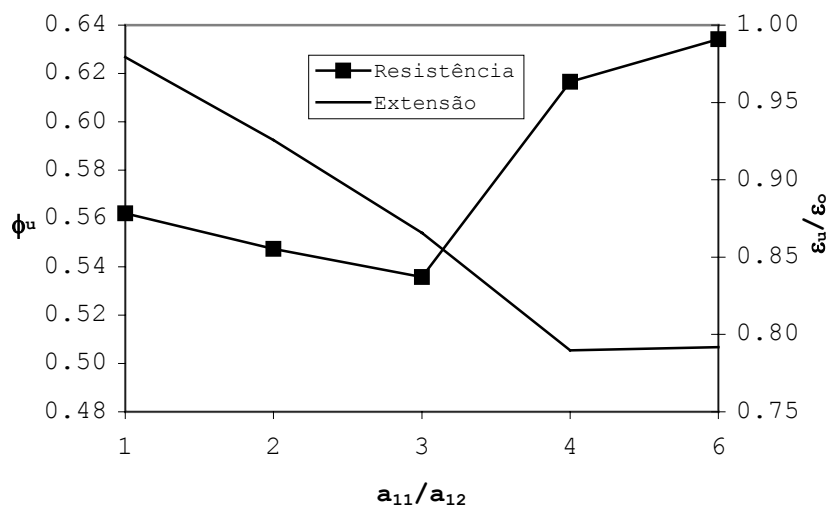


Figura 27 Resistência máxima para placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=2$, $\beta=3,38$, com distorções médias.

Para a placa R, de razão igual a 3, a situação é intermédia notando-se um nítido colapso em $m=2$ mas, no entanto, uma das semi-ondas tem um

comprimento bastante inferior à outra desenvolvendo-se as deformações máximas na zona de semi-onda menor.

O módulo tangente desta placa é semelhante aos das placas Q e B até valores da tensão próximos da tensão elástica crítica mínima. Nesse ponto o módulo tangente sofre uma redução drástica devido ao desenvolvimento do modo crítico, aproximando-se a curva tensão extensão das representativas das placas O e P com um nítido modo crítico de deformação.

Relativamente ao comportamento no regime pós colapso é de salientar a semelhança de comportamento entre todas as placas. A perda de resistência com o aumento da extensão plástica é reduzida, especialmente para as placas com modo de colapso crítico. As restantes, Q e B, têm uma redução maior por terem maior resistência última, mas a partir de um alongamento de 1,2 seguem a curva comum.

Por fim, convém analisar a variação da extensão última com a razão entre componentes, disponível na Tabela 37 do Anexo A:

- a) nas placas esbeltas em que o modo primário é dominante e as imperfeições iniciais tem valores médios ou altos, a extensão última normalizada é inferior à unidade e tende a diminuir à medida que a razão entre a componente primária e secundária aumenta para valores constantes da amplitude máxima;
- b) os valores mínimos da extensão última correspondem a placas com modo de colapso primário ($m=1$), apresentando estas placas uma rigidez muito próxima da rigidez do material, vulgarmente designado por módulo de Young, até ao colapso e o seu módulo secante no colapso é nitidamente superior ao das placas com modo de colapso crítico, ver Figura 28;
- c) quanto maiores for a amplitude dos modos iniciais dominantes e a razão entre a componente desse modo e a do modo anterior, maior é a extensão última correspondente, ver Figura 29, tendo-se obtido o colapso mais retardado para uma placa com modo inicial ternário e uma razão entre componentes de 6 com amplitude das imperfeições médias. A esta placa (I) correspondeu também o menor valor de resistência encontrado, 0,485;
- d) em regra, quanto maior forem as imperfeições iniciais maiores serão as extensões últimas em condições de semelhança geométrica.

Resistência Longitudinal de Placas

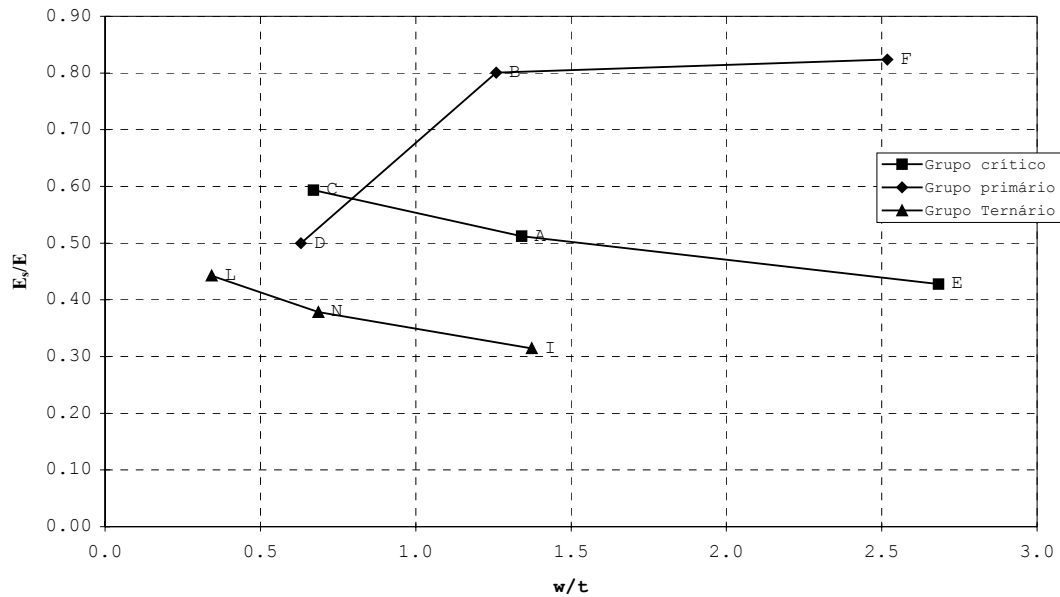


Figura 28 Módulo secante no colapso em função da amplitude e modo das imperfeições iniciais. Razão entre componentes de 6.

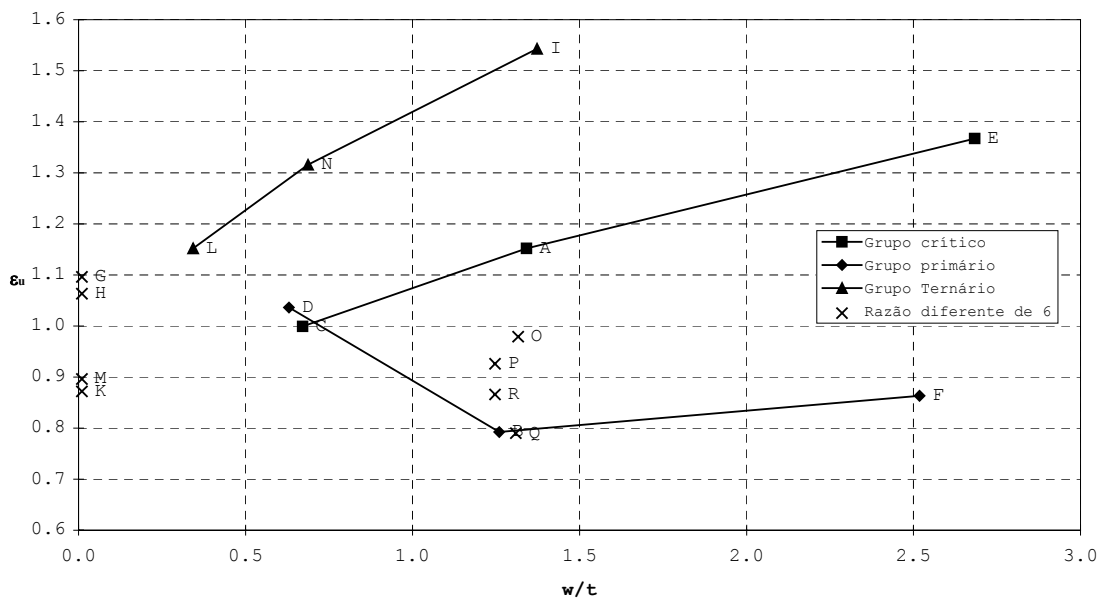


Figura 29 Extensão última em função da amplitude e modo das imperfeições iniciais. Razão entre componentes de 6.

e) da comparação entre a Figura 21 e a Figura 28 é evidente a existência de uma relação directa entre o módulo secante e a resistência da placa, dependendo a relação principalmente do modo de colapso, Figura 30. Repare-se que a placa D, apesar de pertencer ao grupo primário no que respeita às imperfeições iniciais, tem um modo de colapso ternário transitando, por isso, para a zona das placas ternárias e obedecendo à

mesma variação. As placas do grupo crítico não apresentam praticamente variação da resistência com a variação do módulo secante o que traduz na prática uma acentuada variação da extensão última.

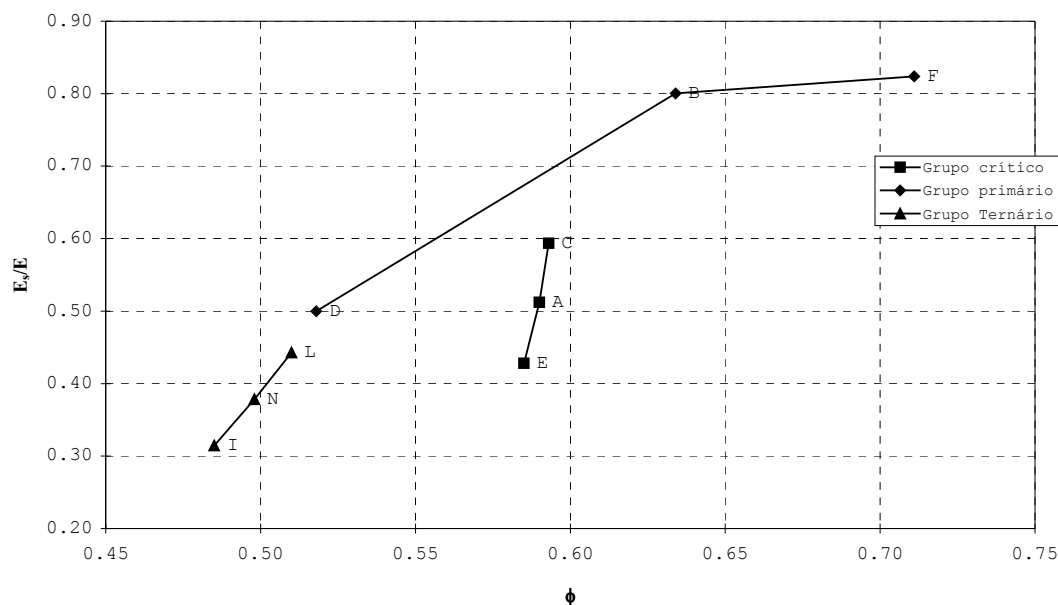


Figura 30 Relação entre o módulo secante e a resistência última em placas rectangulares esbeltas e de razão de dimensões 2.

Finalmente, podem-se resumir as conclusões dizendo que o modo de colapso é o principal factor que condiciona o nível de resistência das placas esbeltas. O modo de colapso é função de duas condições iniciais, a saber, a amplitude máxima e a amplitude relativa dos diversos modos das imperfeições iniciais sendo a segunda condição mais importante do que a primeira. A geometria inicial anteriormente referida afecta bastante o comportamento das placas durante a fase de pré colapso mas o regime pós colapso é pouco sensível às condições iniciais, o que pode ser justificado pelo desenvolvimento de grandes deformações em todos os casos que tornam irrelevantes os efeitos das condições iniciais. Por outro lado, o colapso é quase sempre muito localizado pelo que as condições gerais iniciais da placa pouco vão afectar a resistência pós colapso.

As variações de resistência encontradas são elevadas, entre 0,711 e 0,485 com um valor médio de 0,572 e um COV de 9,9%, pelo que se pode afirmar que é necessário fazer depender a previsão de resistência das imperfeições iniciais. Para tal torna-se imperioso determinar, com precisão, os modos e amplitudes das

imperfeições presentes em placas reais e considerar o modo inicial mais provável. A utilização de uma base de dados com as características geométricas das placas reais permitirá obter valores realísticos para os valores esperados da resistência e dos coeficientes de variação. No entanto, convém realçar a constância da resistência relativamente à amplitude das imperfeições quando a razão entre componentes se mantêm fixa e o modo predominante é o crítico, como é mostrado na Figura 21.

2.5 Razão de dimensões.

Muito poucos investigadores dedicaram algum tempo ao estudo da influência da razão de dimensões devido à quase insensibilidade da tensão crítica elástica relativamente a este parâmetro podendo esta tensão ser bastante bem descrita pela tensão crítica elástica da placa quadrada equivalente.

Um dos primeiros estudos a aflorar o problema indirectamente deve-se a Little [69] o qual realizou um estudo sistemático em placas rectangulares com razões de dimensões entre 1,4 e 0,4, imperfeições iniciais no modo fundamental e tensões residuais. Apesar do subdomínio $\alpha < 1$ parecer dizer respeito à resistência transversal, o que é de facto verdade, os resultados do estudo permitem tirar conclusões aplicáveis directamente às placas carregadas longitudinalmente. As conclusões mais importantes, no que concerne à razão de dimensões e sua influência na resistência longitudinal, foram: a resistência mínima é obtida para α igual a 0,6 na maior parte dos casos ou 0,4 para placas espessas.

Estes resultados concordam com outros realizados por diversos investigadores [53,65,71,73,82,83] e permitem prever que placas com razão de dimensões superiores a um apresentem uma resistência mínima para modos de colapso que tenham um comprimento de onda da ordem da largura da placa (α aproximadamente igual a 0,5) [72].

Guedes Soares e Faulkner [72] trataram os resultados de Little [69] concluindo que a resistência se degradava linearmente entre $\alpha=1$ e 0,5, sendo também, naturalmente, dependente da esbeltez, da amplitude das imperfeições e

do nível das tensões residuais. Propuseram um factor de redução de resistência que faz depender a resistência da placa quase perfeita (ou equivalente atendendo ao modo das imperfeições iniciais) da resistência da placa quadrada.

$$\phi_{\alpha} = \phi_1 \cdot R_{\alpha} \quad (22)$$

Através de uma regressão linear obteve a expressão de R_{α} :

$$R_{\alpha} = 1 + (0,55 - 0,16\beta)(1 - \alpha) \quad (23)$$

que se aplica a placas com esbeltez entre 1 e 3,5 e razão de dimensões entre 0,5 e 1 e tem um coeficiente de variação de 0,05. A resistência da placa quadrada é dada pelas equações (6) e (7), no entanto com qualquer outra fórmula a relação mantém-se verdadeira já que é a razão entre a resistência de dois tipos de placas.

2.5.1 Dependência do modo das imperfeições iniciais

Na secção anterior analisou-se a importância das distorções na resistência de placas com razão de dimensões igual a 2. Importa, agora, verificar a veracidade da hipótese da independência da resistência relativamente à razão de dimensões e as condições em que ela é verdadeira.

Além das razões de dimensões já analisadas ($\alpha=2$ e 3) foram calculados os valores máximos da resistência para placas com razão de dimensões 4 e 5. O critério utilizado consistiu em analisar para cada esbeltez três modos de imperfeições iniciais, Tabela 43 e Tabela 44 do Anexo A, mas com a mesma amplitude máxima aproximadamente: placas A com uma amplitude do modo crítico ($m=\alpha$) dez vezes superior às restantes amplitudes; placas B com a amplitude maior no modo fundamental ($m=1$); e placas C com o modo $m=\alpha+1$ mais ampliado.

Os resultados obtidos para a resistência máxima foram compilados para cada razão de dimensões nas Figura 31 a Figura 34 e para cada modo de imperfeições iniciais nas Figura 35 a Figura 37. Das primeiras ressalta imediatamente que os quatro gráficos são bastante semelhantes e que a resistência mínima para cada esbeltez é obtida quando o modo das imperfeições iniciais é superior ao modo de colapso crítico elástico, isto é, quando $m=\alpha+1$. As únicas

excepções ocorrem quando a esbeltez e a razão de dimensões são simultaneamente altas. Nestas circunstâncias, a resistência das placas com imperfeições iniciais fundamentais (B) é inferior à das placas C.

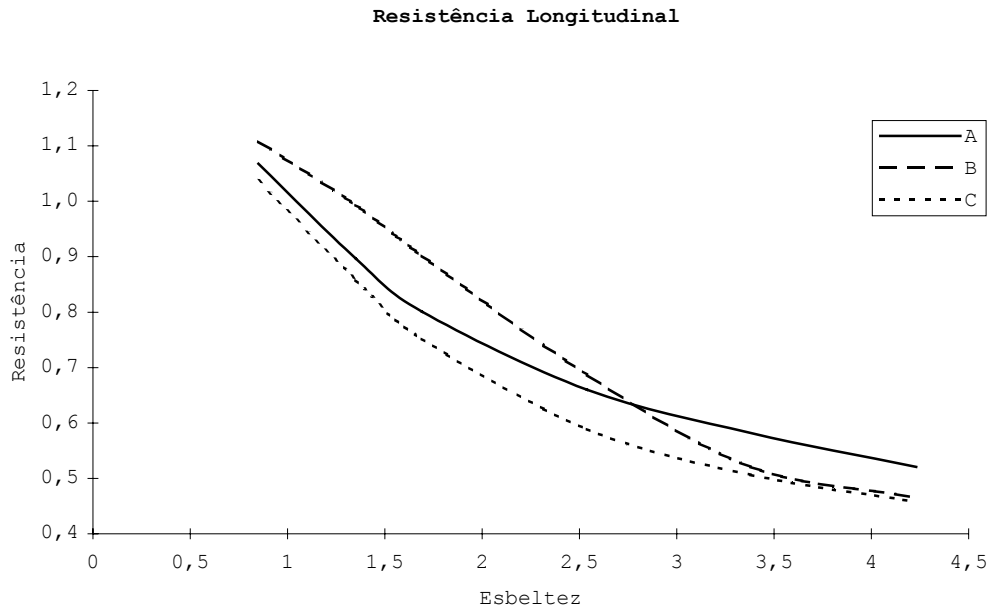


Figura 31 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 2 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).

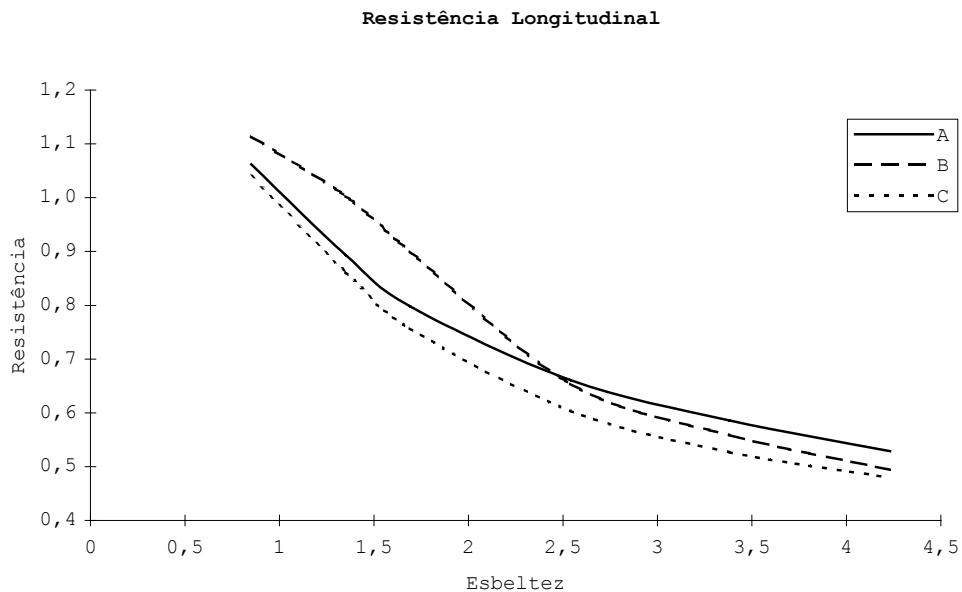


Figura 32 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 3 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).

Resistência Longitudinal de Placas

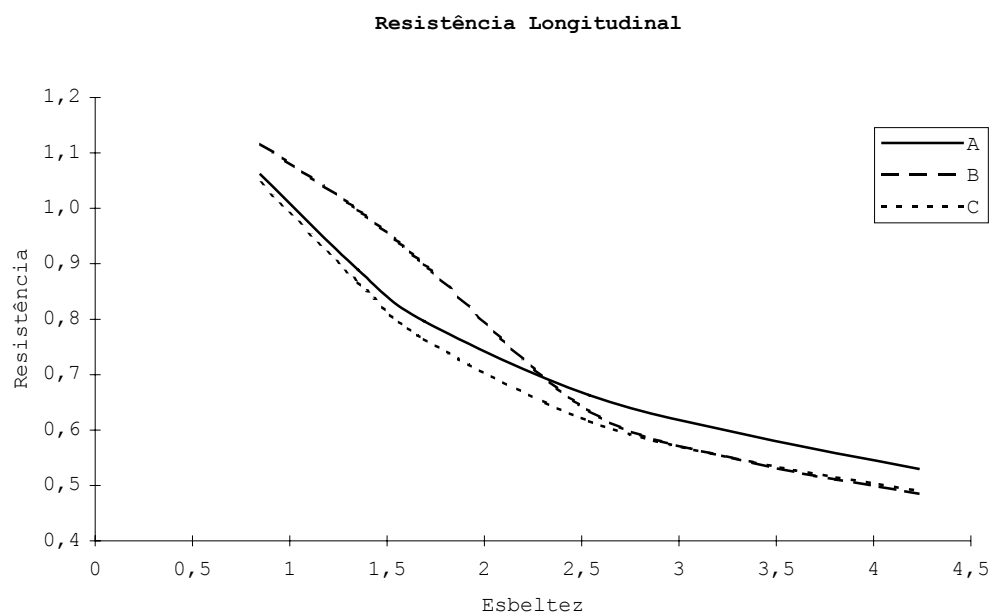


Figura 33 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 4 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).

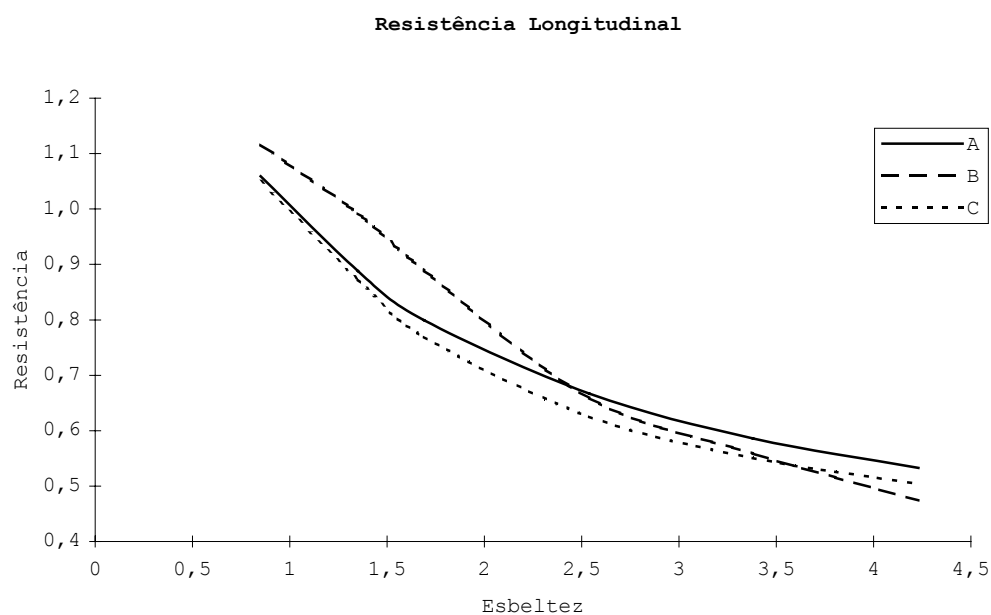


Figura 34 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com razão de aspecto 5 e imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A), fundamental (B) e superior à crítica (C, $m=\alpha+1$).

Resistência Longitudinal de Placas

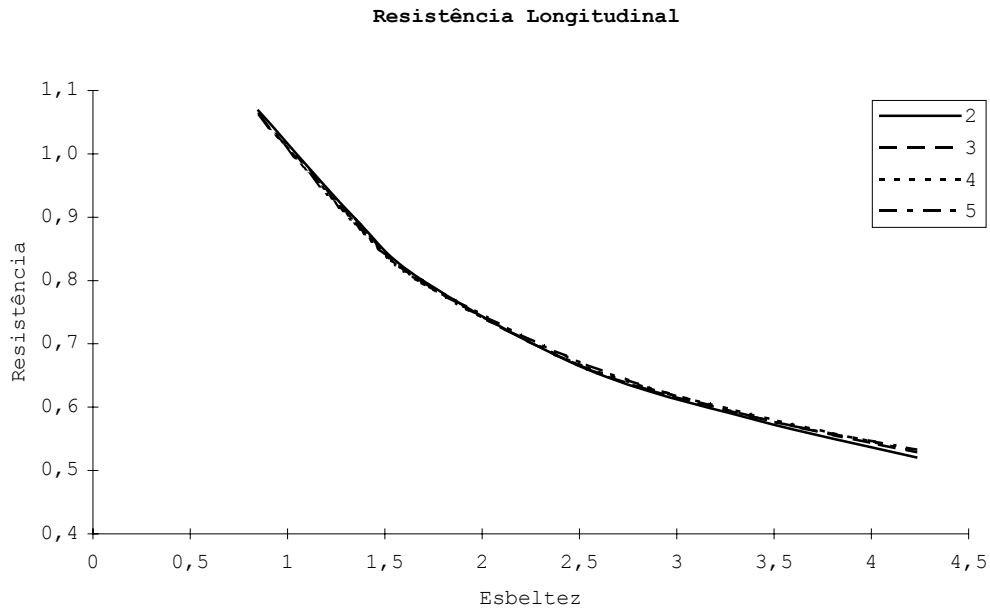


Figura 35 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica (A) e diferentes razões de aspecto.

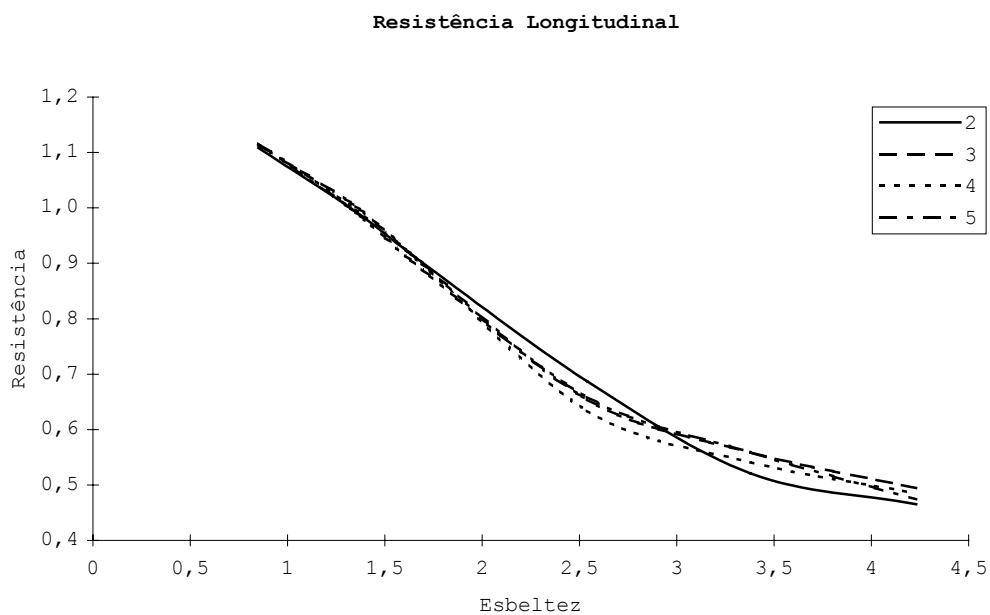


Figura 36 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente fundamental (B) e diferentes razões de aspecto.

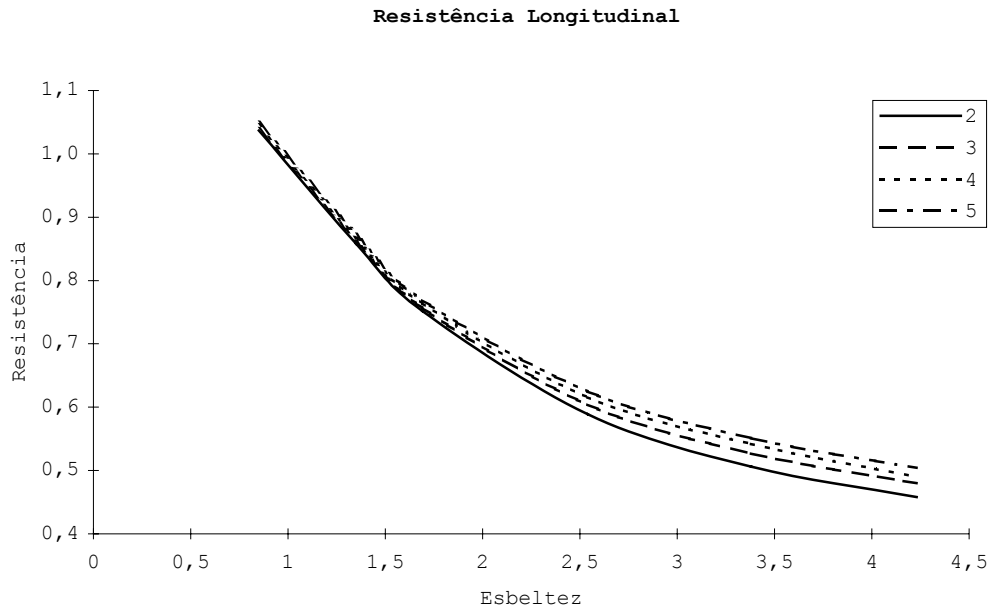


Figura 37 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente superior à crítica ($C, m=\alpha+1$) e diferentes razões de aspecto.

Para as placas com $\alpha=4$ a igualdade dá-se a partir de $\beta>2,5$ sendo o modo de colapso igual, independentemente do modo das imperfeições iniciais ser B ou C. Para as placas com $\alpha=5$ a variação da resistência com a esbeltez é diferente: para $\beta>2,5$ o modo de colapso das placas B é igual a 5 aumentando para 7 quando $\beta>4$; a este último modo corresponde uma resistência mínima para esta esbeltez, Figura 34.

Nas placas espessas, a resistência máxima no modo fundamental é superior à resistência no modo crítico mas esta relação inverte-se a partir de $\beta=2,4$ à qual corresponde uma tensão crítica elástica de 0,63 dada pela equação (2).

Esta inversão resulta das placas com modo fundamental instabilizarem a partir desta esbeltez gerando deformadas no modo crítico ou superior e de o colapso ser muito localizado depois da mudança de modo, correspondendo de facto a um colapso num modo superior ao crítico. Desta forma, as placas com modo crítico inicial, imperfeições normais e esbeltez elevada acabam por ter a resistência mais elevada entre as consideradas, contrariamente ao que é vulgarmente aceite quando se considera a tensão de instabilidade elástica de placas finas.

O fenómeno deve ser entendido com base nas acções contrárias desenvolvidas pelo efeito de Poisson e o aumento das deformações em placas restringidas carregadas uniaxialmente, assunto este já desenvolvido na secção 2.3. Aí foi possível identificar que para $\beta=2,4$ se dá um equilíbrio entre as tensões transversais de compressão devidas ao efeito de Poisson e as de tracção devidas ao aumento das deformações, como se indica na Figura 8, curva T_{yu} (tensão transversal no colapso nula).

Para ilustrar melhor este aspecto construíram-se figuras que representam respectivamente a variação da tensão média transversal para diversos β em placas com modo inicial fundamental, Figura 38, e a variação da mesma tensão para os diversos modos analisados, Figura 39.

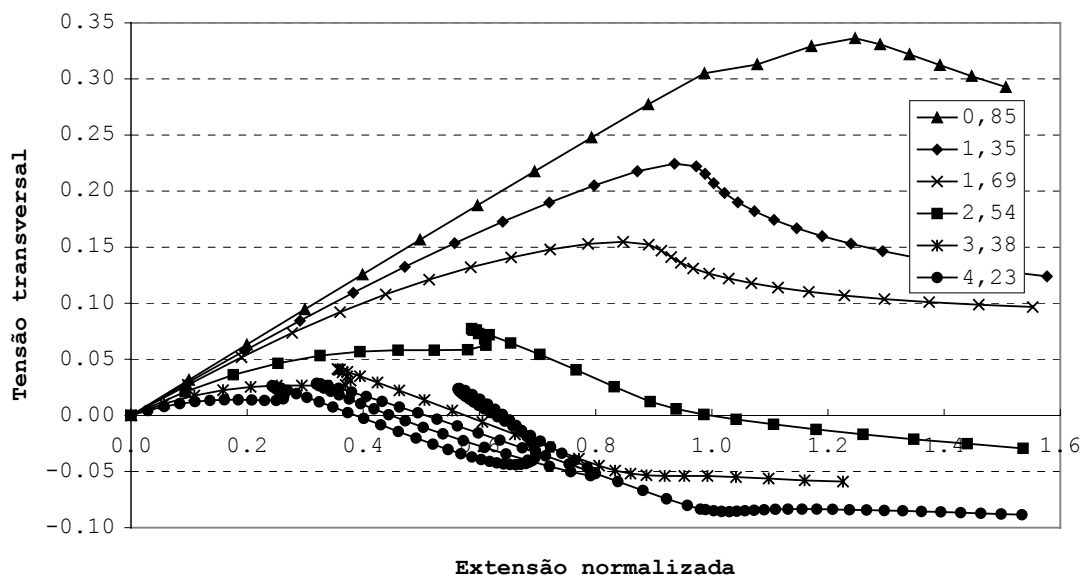


Figura 38 Tensão transversal normalizada presente no carregamento longitudinal de placas simplesmente apoiadas e restringidas com $\alpha=3$ e modo fundamental das imperfeições para vários β .

Na primeira identificam-se as três primeiras placas em que o efeito de Poisson se sobrepõe às consequências do aumento das imperfeições em toda a gama das extensões o que evita a mudança de modo devido à existência das tensões transversais de compressão. Nas placas esbeltas o aumento das deformações desde muito cedo contraria o aumento das tensões transversais de compressão criando, ainda no regime elástico, um patamar em que estas tensões se

mantém estacionárias, estando assim criadas as condições para a mudança de modo de colapso. A esbeltez de transição encontra-se próxima de $\beta=2,5$, podendo aumentar ou diminuir em função da amplitude das deformações.

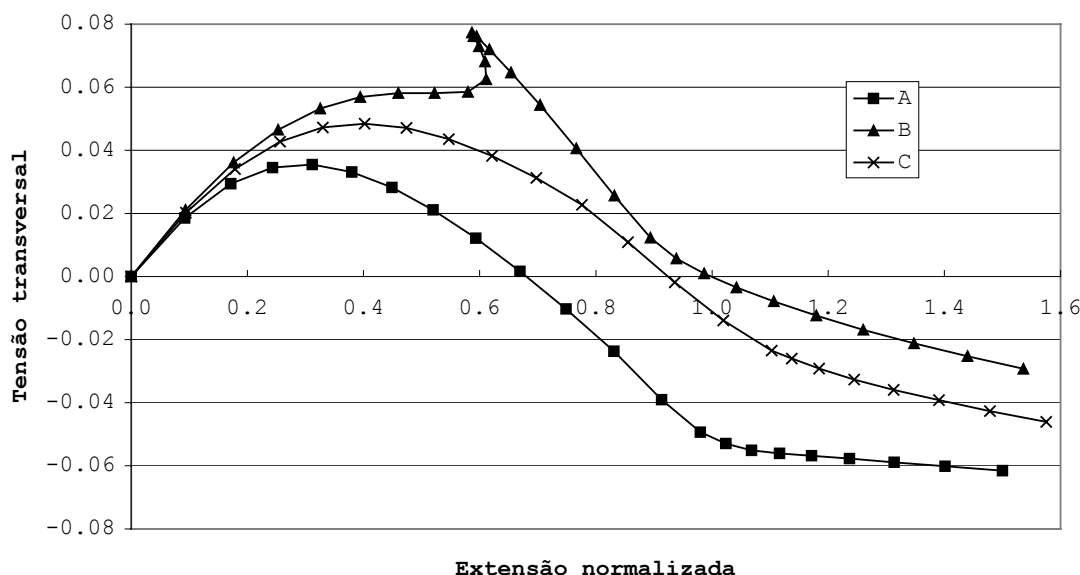


Figura 39 Tensão transversal normalizada presente no carregamento longitudinal de placas simplesmente apoiadas e restringidas com $\beta=2,54$ e $\alpha=3$.

Repare-se ainda na complexidade do percurso da deformada da placa $\beta=4,23$, $b/t=125$, com sucessivas mudanças de modo de deformação para finalmente entrar em colapso no quarto modo apesar da placa ter $\alpha=3$ com tensões transversais de tracção de cerca de 8,5% da tensão de cedência e de (-)17% da tensão máxima, Figura 40. É de facto um estado biaxial de tensões.

A Figura 39 mostra que o estado de tensões na fase de colapso é praticamente uniaxial puro para as placas com modos fundamental, placa B, e de ordem superior ao crítico, placa C, enquanto este estado é biaxial na placa com modo crítico, placa A.

De facto, apesar do modo de colapso e da própria tensão longitudinal máxima serem semelhantes nas placas A e B, respectivamente 0,661 e 0,654, a tensão transversal associada é bastante diferente o que permite concluir que o historial da placa condiciona o estado final de tensões.

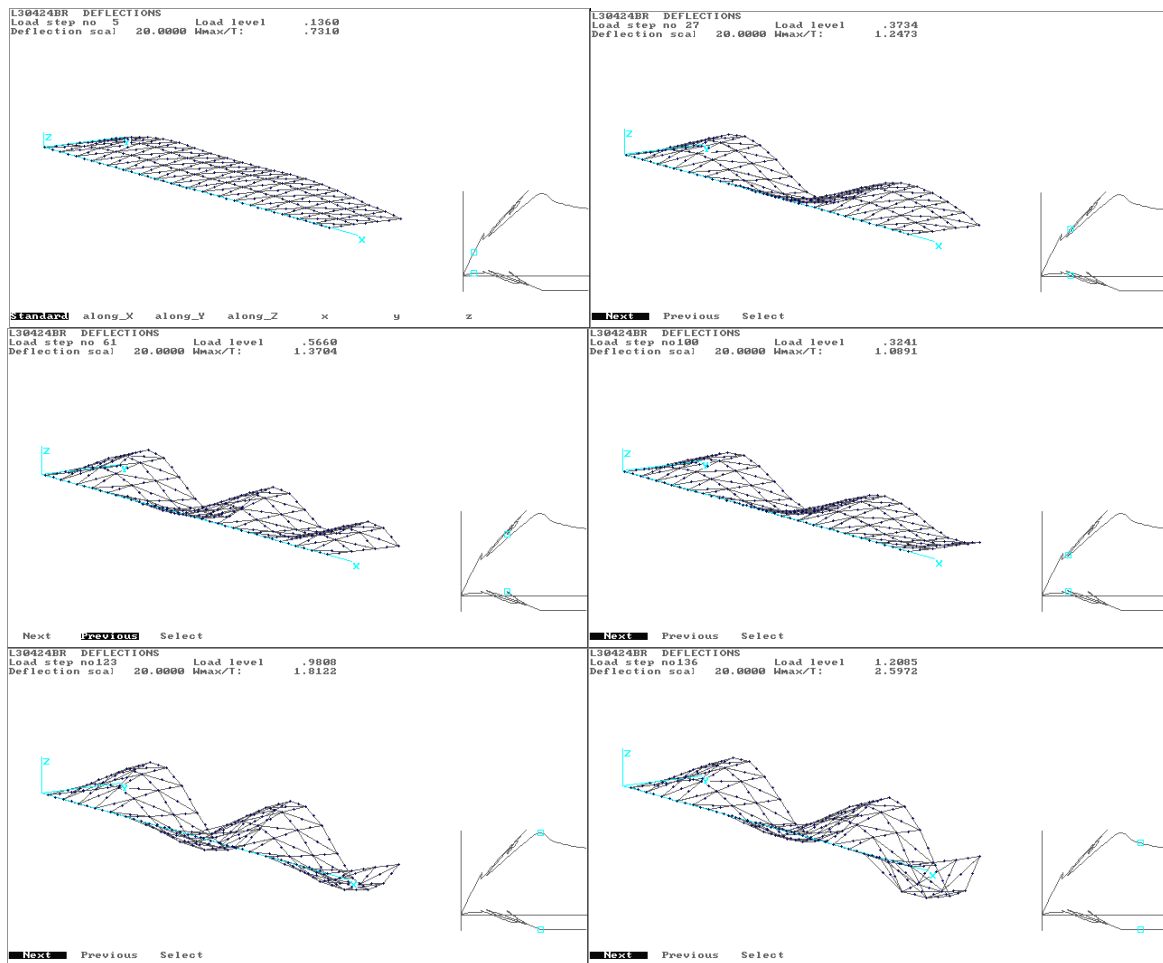


Figura 40 Mudança de modo durante o carregamento longitudinal da placa $\alpha=3$ e $\beta=4,23$ com imperfeições iniciais dominantes no modo fundamental

2.5.2 Resistência última de placas restringidas

A Figura 35 mostra que a resistência máxima é completamente independente da razão de dimensões no modo crítico. Para o modo fundamental, apresentado na Figura 36, e o superior ao crítico, Figura 37, o comportamento com a esbeltez também é bastante consistente, havendo, no entanto, um aumento da resistência com a razão de dimensões em placas esbeltas.

A comparação entre as diversas previsões de resistência e os valores calculados por elementos finitos estão compilados na Figura 41.

Constata-se que a fórmula de Faulkner é, para placas espessas e intermédias, optimista nos modos crítico e superiores, sendo pessimista no modo fundamental. Este modo é melhor representado pelas fórmulas de Guedes Soares e Frankland quando β é menor que 2. A resistência de placas esbeltas é melhor

representado por estas duas últimas fórmulas do que pela fórmula de Faulkner que se mostra sempre bastante pessimista.

Convém ressaltar, nesta fase, que as fórmulas mencionadas apesar de serem utilizadas vulgarmente em aplicações de engenharia naval não são explicitamente representativas de placas restringidas, podendo resultar daí as diferenças encontradas. No entanto, é convicção do autor que estas condições fronteira são as que melhor representam as placas dos painéis resistentes de navios pelas razões apontadas na secção 2.3. Por outro lado, as imperfeições iniciais utilizadas tornam-se cada vez mais pequenas à medida que se aumenta a esbeltez o que pode justificar o excesso de resistência encontrado.

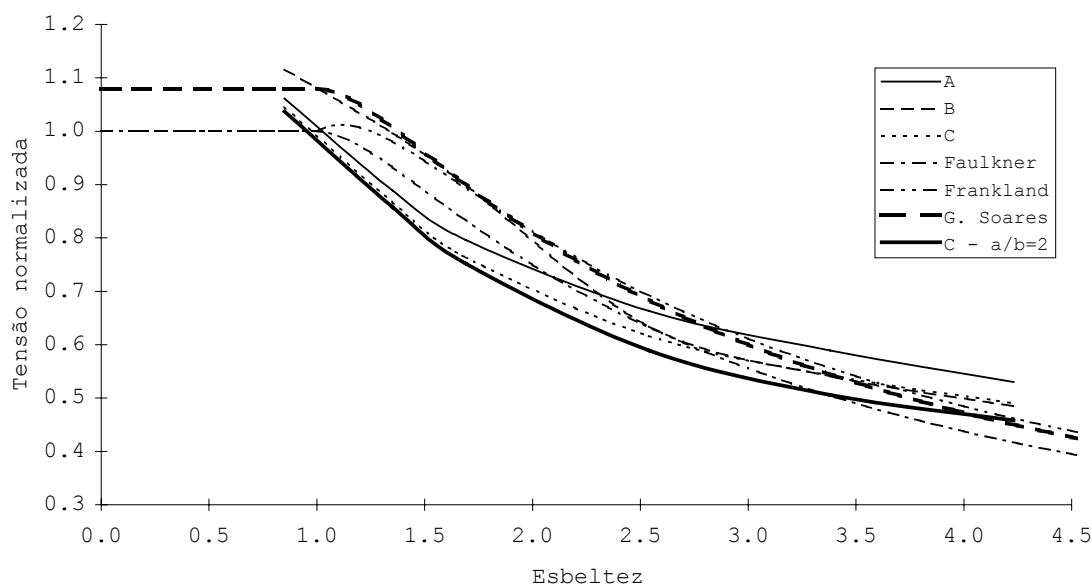


Figura 41 Comparação entre as previsões de resistência e resistência máxima de placas com $\alpha=4$, diversos modos de imperfeições iniciais e amplitude máxima do modo maior igual a 1mm.

A resistência mínima é obtida para $\alpha=2$ e modo das imperfeições de ordem superior ao crítico. A resistência pode ser prevista, para este modo, por:

$$\phi_u = \beta^{0,02 \cdot \alpha - 0,59} \quad (24)$$

tendo como limite máximo 1,05 e apresenta uma resistência unitária para $\beta=1$. Por sua vez, a resistência de placas com modo crítico pode ser descrita por:

$$\phi_u = \beta^{-0,44} \quad (25)$$

com o valor máximo de 1,07. Esta expressão é naturalmente independente da razão de dimensões, vide Figura 35.

As fórmulas apresentadas são estritamente aplicáveis a placas simplesmente apoiadas, restringidas e foram estimadas com imperfeições $w_i/b=0,004$.

2.5.3 Comparação com as placas quadradas

Finalmente analisou-se a resistência de placas quadradas com as mesmas características das anteriores, cujas principais características geométricas estão resumidas na Tabela 45 (Anexo A) para $m=1$ nas quais se utilizou uma malha 6x6, e na Tabela 46 (Anexo A) para $m=2$ em que a malha passou a ser de 10x6 para melhor representar a deformada.

A comparação dos resultados obtidos para a resistência longitudinal com a de placas rectangulares de razão de dimensões 2 está compilada na Figura 42. A resistência mínima das placas quadradas é obtida para $m=2$ e apresenta muito boa correlação com a equação (24) especialmente para β altos, que de resto é a região de maior variação com a razão de dimensões.

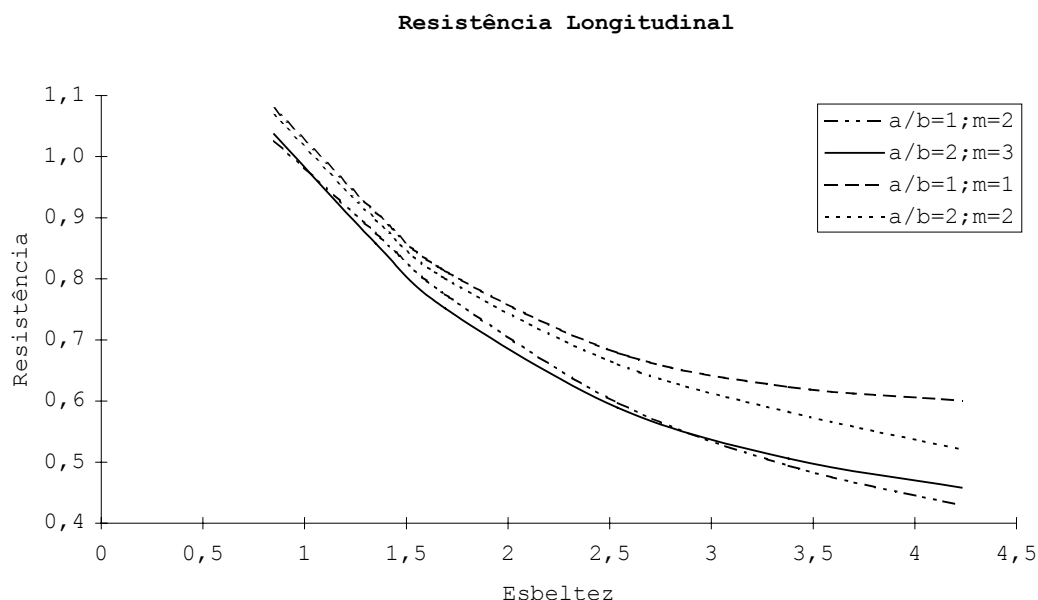


Figura 42 Resistência longitudinal normalizada de placas simplesmente apoiadas, restringidas, com imperfeições iniciais de 1 mm de amplitude na componente crítica ($m=\alpha$) ou superior à crítica ($C, m=\alpha+1$) e diferentes razões de dimensões.

A resistência das placas quadradas esbeltas com imperfeições iniciais no modo crítico é bastante superior à das placas rectangulares nas mesmas condições. A razão para este comportamento anormal das placas quadradas esbeltas é de difícil interpretação, porque elas são formalmente equivalentes às placas rectangulares com imperfeições iniciais no modo crítico; a única razão plausível reside na existência de imperfeições com amplitudes de ordem superior nos modos não críticos para as placas rectangulares ($w_i=0,1w_\alpha$). Para testar esta hipótese analisaram-se placas quadradas com amplitude inicial máxima para $m=1$ e uma componente perturbadora em $m=2$ de 0,1mm, cujos resultados se encontram compilados na Tabela 47 (Anexo A).

No caso da placa muito esbelta, $\beta=4,23$, a componente perturbadora, apesar de ter um décimo da amplitude da componente maior, mostrou-se capaz de mudar o modo de colapso para $m=2$ já posteriormente a alguma deformação plástica. A resistência da placa, depois de esta ter estabilizado no segundo modo, é muito próxima da resistência obtida para a série B com modo inicial igual a 2. A resistência máxima absoluta para a placa C é, de qualquer forma, inferior à da placa A aproximando-se o seu valor da curva da placa $\alpha=2$, respectivamente 0,567 e 0,571 para $\alpha=1$ e 2, apesar de não existir uma total similitude das imperfeições. Torna-se, pois, evidente que a equação (25) representa fielmente a resistência de placas com modo crítico dominante e imperfeito.

Na Figura 43 comparam-se as três curvas tensão extensão médias normalizadas para $\beta=4,23$ e nos três modos de imperfeições iniciais assumidos.

Repare-se que a placa C segue a curva da placa com modo crítico puro (A) até um ponto em que a componente no 2º modo foi amplificada o suficiente para permitir a mudança de modo. Depois desta fase instável a placa comporta-se como se pertencesse ao grupo com imperfeições iniciais no modo superior ao crítico.

Para as placas esbeltas com $\beta=3,38$, a passagem de modo não é tão marcada como nas placas muito esbeltas. As curvas tensão extensão com o segundo modo não nulo, série C, transitam suavemente da resistência pós colapso correspondente ao 1º modo para a resistência correspondente ao 2º modo, ver Figura 44.

Repare-se que se obtém uma sobreposição da curva com imperfeição inicial

no 1º modo nula e a da curva com $w_{11}=w_{21}$ (série C-100%) o que significa que a partir desta razão o comportamento é independente da componente crítica.

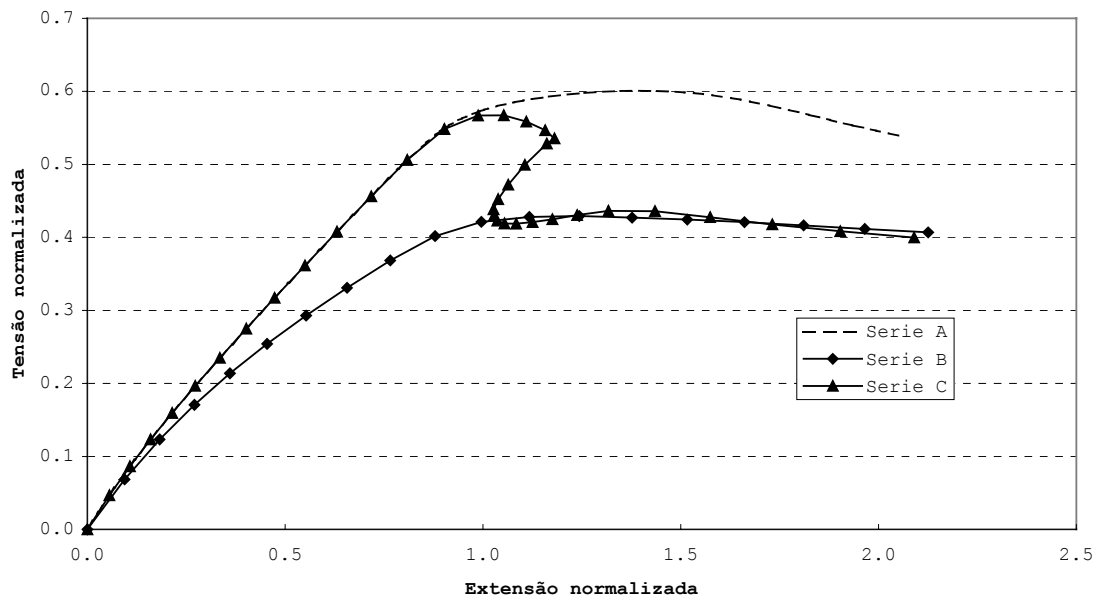


Figura 43 Comportamento de placas quadradas, restringidas, de esbelteza 4,23, para vários modos de imperfeições iniciais mas mesma amplitude máxima.

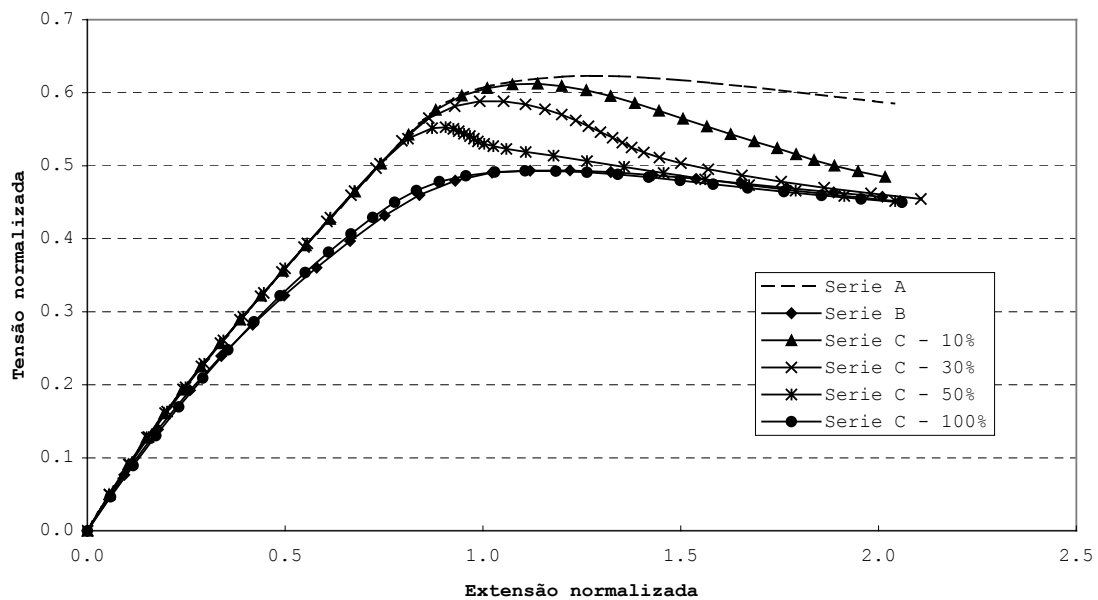


Figura 44 Comportamento de placas quadradas, restringidas, de esbelteza 3,38, para vários modos de imperfeições iniciais mas mesma amplitude máxima. A percentagem representa o peso do 2º modo das imperfeições iniciais relativamente ao 1º modo.

Por outro lado, estas conclusões vêm mostrar a inadequabilidade da utilização de modelos de elementos finitos que representem um quarto da placa,

porque estes modelos apresentam simetria total o que conduz necessariamente à obtenção de resistências majoradas. A utilização de um quarto da placa conduz necessariamente à anulação dos modos pares pelas suas características anti-simétricas.

Ao observar as diferenças entre as funções que relacionam a resistência com a esbeltez para diferentes modos de imperfeições mantendo constante a amplitude máxima, é identificável que a diferença se esbate à medida que a esbeltez diminui, ou seja, à medida que a resistência média da placa aumenta. Assim, pode-se imediatamente concluir que a variabilidade da resistência de uma dada placa aumenta com a esbeltez, e pode ser expressa pela fórmula seguinte através da manipulação das equações (24) e (25):

$$\frac{\phi_{u+} - \phi_{uc}}{\phi_{uc}} = \beta^{0,02 \cdot \alpha - 0,15} - 1 \quad (26)$$

em que ϕ_{u+} é a resistência da placa com modo superior ao crítico e ϕ_{uc} a da placa com modo crítico. Esta expressão mostra que a variabilidade diminui com o aumento da razão de dimensões, o que seria de esperar já que à medida que α aumenta a razão entre o modo crítico e o imediatamente superior tende para a unidade, ou seja, as placas tendem a ser mais semelhantes. Para se obter semelhança total ter-se-ia de comparar placas com imperfeições iniciais críticas ($m=\alpha$) e placas com imperfeições duplas da crítica ($m=2\alpha$). Para estas últimas a expectativa é de que a resistência seja dada pela curva das placas quadradas e $m=2$ apresentadas na Figura 42.

Convém ressaltar que os estudos sobre distorções indicam uma baixa probabilidade de encontrar placas com altas amplitudes relativas de modos elevados. No entanto, a existência de deformações locais podem apresentar componentes significativas nestes modos elevados e aos quais corresponde a resistência mais baixa, provocando o colapso prematuro da placa.

2.5.4 Razão de dimensões e a teoria elástica de placas

Para terminar esta secção sobre a razão de dimensões, resta justificar estes resultados na medida em que é vulgarmente aceite que o modo crítico conduz à

menor resistência da placa. Esta ideia resulta directamente da análise linear elástica de placas perfeitas à encurvadura cuja equação diferencial é [84]:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left[N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] \quad (27)$$

A solução da equação diferencial no caso mais simples, $N_x \neq 0$, $N_y = N_{xy} = 0$, correspondente à placa constrangida, conduz à equação (2) de que resulta um mínimo quando $m = \alpha$. Contudo, o que se está a analisar é a resistência máxima de placas simplesmente apoiadas e restringidas, porque estas são as mais representativas das condições fronteiras a que estão sujeitos os elementos de placas dos longos e largos painéis dos navios. A consideração da resistência máxima implica que os fenómenos de natureza plástica sejam tidos em conta.

No caso particular em análise, isto é, placas reais restringidas, existem três grandes parâmetros condicionantes do estado final da placa: o estado biaxial de tensões devido ao efeito de Poisson e das grandes deformações, as imperfeições iniciais tanto no que respeita à sua forma como às amplitudes dos diversos modos, e as consequências da plasticidade directamente relacionada com a esbeltez da placa.

Uma primeira aproximação ao estado biaxial de tensões presente em placas com imperfeições iniciais baixas consiste em considerar que a tensão transversal, σ_y , é igual a $\nu \sigma_x$. De facto, a utilização da equação diferencial (27) conjuntamente com as equações $N_x = \sigma_x t$ e $N_y = \nu \sigma_x t$ permite calcular a tensão crítica das placas restringidas e perfeitas, a qual é dada por [70]:

$$\sigma_x = \frac{\pi^2 D}{a^2 t} \frac{\left(m^2 + n^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2 \right)^2}{m^2 + \nu n^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2} \quad (28)$$

Manipulando a expressão e normalizando pela tensão de cedência obtém-se:

$$\phi_x = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2) \cdot \beta^2} \frac{\left(\left(\frac{m}{\alpha}\right)^2 + n^2\right)^2}{\left(\frac{m}{\alpha}\right)^2 + \nu n^2} = \frac{k \cdot \pi^2}{12(1-\nu^2) \cdot \beta^2} \quad (29)$$

expressão que depende explicitamente da esbeltez e com k dado por:

$$k = \frac{\left(\left(\frac{m}{\alpha}\right)^2 + n^2\right)^2}{\left(\frac{m}{\alpha}\right)^2 + \nu n^2} \quad (30)$$

Esta função é mínima para $n=1$ e m dado por:

$$m = \sqrt{1-2\nu} \cdot \alpha \quad (31)$$

de que resulta $m=0,633\alpha$ para o aço, o que mostra que o efeito de Poisson tende a baixar a ordem do modo de colapso em placas restringidas. O valor mínimo de k é $4(1-\nu)$ quando m obedece à equação (31). Mesmo nos casos em que $m=\alpha$ a tensão de instabilidade elástica normalizada da placa restringida é inferior à da placa constrangida em 23%, já que nestas condições k é igual a 3,077 ($k=4/(1+\nu)$).

Na presença de imperfeições iniciais, a equação (27) deve incorporar uma carga lateral fictícia, variável com o carregamento, resultante das distorções:

$$\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_1}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_1}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left[N_x \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w_1}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x \partial y} + q_f \right] \quad (32)$$

em que w_1 é componente da deformada exclusivamente devida ao carregamento e q_f é a carga lateral fictícia resultante das imperfeições iniciais dada por:

$$q_f = N_x \frac{\partial^2 w_o}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 w_o}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w_o}{\partial x \partial y} \quad (33)$$

Estas expressões não tem grande aplicabilidade ao estudo analítico das placas restringidas com imperfeições iniciais e grandes deformações já que a ampliação das deformações com o carregamento modifica a relação entre as tensões longitudinais e transversais, fazendo com que a razão entre a tensão transversal e a longitudinal seja inferior a ν e diminuindo com o carregamento. No entanto, é possível extrair informação qualitativa da equação geral, porque o

mínimo ocorre para uma relação semelhante à equação (31) em que o coeficiente de Poisson é substituído pela razão entre a tensão transversal e longitudinal efectivas, γ , para um dado nível de carregamento da placa com imperfeições iniciais. Esta razão é monotonamente decrescente com o carregamento desde que não exista mudança do modo de deformação e pode atingir valores negativos para deformações grandes comparativamente à espessura. Quando se atingem valores negativos de γ , isto é, quando as tensões transversais passam a ser de tracção, o modo crítico de colapso acontece para $m > \alpha$, isto é, em modos de ordem superior.

Este raciocínio justifica qualitativamente o aparecimento de modos de ordem superior com resistência inferior à crítica, o que aparentava inicialmente ter pouca credibilidade, ficando demonstrado que através da teoria linear elástica de placas é possível prever o aparecimento de modos de ordem superior ao crítico com resistência inferior à crítica bastando para tal considerar as restrições dos bordos.

Desenvolvimentos futuros requerem a estimativa da função $\gamma(N_x)$ o que só por si exige um estudo bastante detalhado e exaustivo, abrangendo uma gama alargada de todas as variáveis envolvidas, estudo esse que está para além dos objectivos desta dissertação.

2.5.5 Grandes deformações

Para considerar a influência das grandes deformações em placas restringidas, $w > 0,4t$ [70], pode-se continuar a usar a equação (32) mas é necessário considerar as condições de equilíbrio resultantes dos esforços aplicados à superfície média da placa quer pelas forças externas quer pelas tensões devidas à flexão. Estas equações de equilíbrio são expressas por:

$$\begin{cases} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (34)$$

A terceira equação obtém-se pelo compatibilidade de deformações da superfície média, cujas componentes são dadas por:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \end{cases} \quad (35)$$

resultando por diferenciação e arranjo:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (36)$$

A solução das três equações pode ser facilitada pela introdução de uma função estado de tensão, normalmente conhecida por função de Airy F que se relaciona com os esforços por:

$$\frac{N_x}{t} = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \quad \frac{N_y}{t} = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \quad \frac{N_{xy}}{t} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad (37)$$

e com as extensões por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x - \nu \sigma_y}{E} = \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right) \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y - \nu \sigma_x}{E} = \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} = -\frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \end{aligned} \quad (38)$$

que depois de aplicadas na equação (36) resulta em:

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = E \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (39)$$

Por seu lado a equação (27), depois de introduzida a função estado de tensão, é dada por:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{t}{D} \left[\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] \quad (40)$$

Estas duas equações em conjunto com as condições fronteira permitem determinar as funções F e w , a partir das quais se determina completamente o estado de tensões e extensões. Infelizmente a resolução das equações diferenciais é

muito complicada estando somente disponíveis soluções para o caso de placas retangulares e circulares com pressão lateral uniforme.

Soluções aproximadas são, no entanto, facilmente obtidas utilizando métodos energéticos que minimizam a energia de distorção total, isto é, a soma da energia de deformação média e da energia associada à flexão. Uma solução para este problema é apresentado em Timoshenko [70] no caso de uma placa quadrada e restringida sujeita a carregamento uniaxial assumindo que o colapso se dá no modo fundamental, $m=n=1$. A tensão crítica obtida confirma o valor $k=3,077$ já estimado através da equação (31) da qual resulta uma tensão crítica de:

$$\phi_{cr} = \frac{2,781}{\beta^2} \quad (41)$$

e um alongamento crítico de:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{2,528}{\beta^2} \varepsilon_o \quad (42)$$

assumindo em ambas as equações que $\nu=0,3$, valor este correspondente à generalidade dos aços.

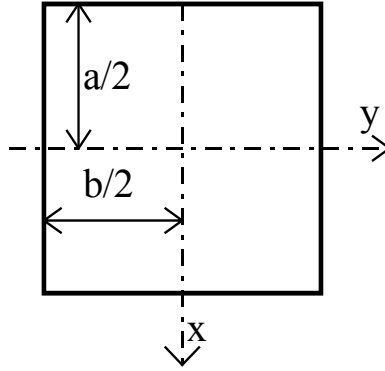


Figura 45 Modelo de placa

A partir desta extensão, as tensões afastam-se bastante da uniformidade podendo, no entanto, ser estimadas. As tensões longitudinais normalizadas no topo carregado são dadas por:

$$\phi_x \left(x = \frac{a}{2} \right) = \frac{3,14}{\beta^2} (n-1) \cdot \cos \frac{\pi y}{b} \left(\frac{\pi^2}{8} \cos \frac{\pi y}{b} - 0,142\pi \right) - \frac{2,78n}{\beta^2} \quad (43)$$

em que o referencial se encontra a meio da placa como se indica na Figura 45. O

factor n representa o número de vezes que o alongamento no topo é superior ao crítico. Esta expressão é válida quer para placas quadradas quer para placas rectangulares desde que o modo de colapso assumido seja $m=\alpha$, com m e α inteiros, não sendo portanto válida quando a geometria da placa não é múltipla do quadrado.

A distribuição de tensões dadas pela equação 37 pode ser representada graficamente, Figura 46, notando-se a perda de efectividade na zona central da placa quando n aumenta. Esta perda de efectividade é bastante mais notória nos topos do que a meio da placa: enquanto que a razão entre a tensão máxima e mínima é de cerca de 5 nos topos para $n=10$, a mesma razão é inferior a 2 a meio da placa.

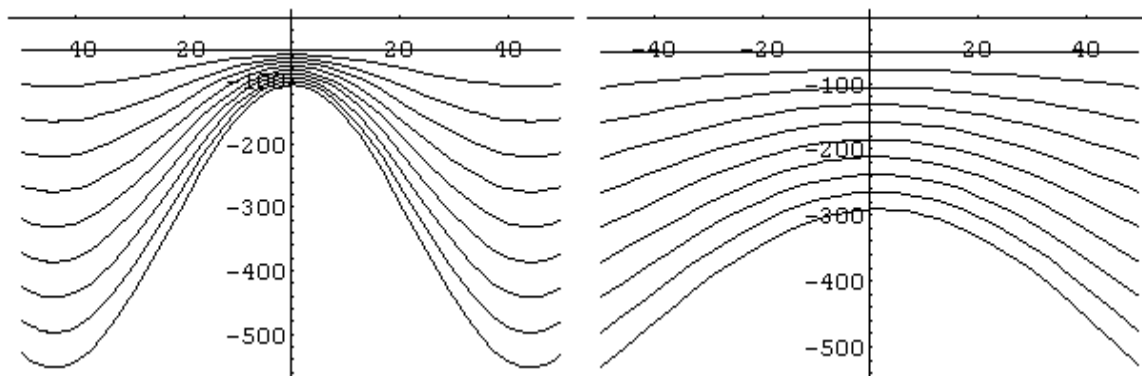


Figura 46 Distribuição de tensões longitudinais nos topos (esquerda) e a meio (direita) de uma placa quadrada perfeita ($b/t=100$) depois da tensão de instabilidade elástica para vários valores de n .

Por outro lado, a localização dos máximos da tensão, apesar de apresentarem aproximadamente o mesmo valor, também varia com a posição longitudinal da secção em análise: dão-se junto aos bordos na secção central da placa e no interior para os topos.

Para materiais com comportamento elástico perfeitamente plástico as tensões não podem exceder valores muito superiores à tensão de cedência, pelo que estas curvas só seriam representativas do estado de tensão até $n=4$ para o caso do aço macio. Para uma placa com esbelteza inferior a esta, o valor máximo representativo de n é ainda menor resultando perdas de efectividade menores com a diminuição da esbelteza.

De uma forma mais geral pode-se considerar uma placa de razão de

dimensões a/b com deslocamentos u , v e w dados por:

$$u = A_m \sin \frac{2m\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b} - ex \quad (44)$$

$$v = B_m \sin \frac{2\pi y}{b} \cos \frac{m\pi x}{a} \quad (45)$$

$$w = f_m \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b} \quad (46)$$

A energia de deformação associada à flexão quantifica-se por:

$$U_m^F = \frac{\pi^4 ab f_m^2 D}{8} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \quad (47)$$

A energia de deformação associada às tensões de membrana da placa é obtida como m vezes a energia de uma placa de razão de dimensões $(a/m)/b$ sujeita a uma compressão uniforme e :

$$\begin{aligned} U_m^E = & \frac{Gt}{1-\nu} m \left[\frac{abe^2}{m^3} - \frac{\pi^2 f_m^2 be}{4a} + \frac{m\pi^4 f_m^4}{256ab} \left(\frac{9a^2}{m^2 b^2} + \frac{9m^2 b^2}{a^2} + 2 \right) - \right. \\ & - A_m \frac{\pi^2 f_m^2}{6} \left(\frac{4m^2 b}{a^2} + \frac{1-3\nu}{b} \right) - B_m \frac{\pi^2 f_m^2}{6} \left(\frac{4a}{mb^2} + m \frac{1-3\nu}{a} \right) + \\ & + A_m^2 \pi^2 \left(\frac{mb}{a} + \frac{1-\nu}{8} \frac{a}{mb} \right) + B_m^2 \pi^2 \left(\frac{a}{mb} + \frac{1-\nu}{8} \frac{mb}{a} \right) + \\ & \left. + A_m B_m \frac{16}{9} (1+\nu) - \nu \frac{\pi^2 f_m^2 ae}{4m^2 b} \right] \end{aligned} \quad (48)$$

A energia total é simplesmente dada por:

$$U_m = U_m^F + U_m^E \quad (49)$$

em que as constantes A_m , B_m e f_m são encontradas para cada caso particular minimizando a energia de deformação através de:

$$\frac{\partial U_m}{\partial A_m} = 0 \quad \frac{\partial U_m}{\partial B_m} = 0 \quad \frac{\partial U_m}{\partial f_m} = 0 \quad (50)$$

A resolução deste sistema de equações pode ser posta na forma matricial resultando:

$$\begin{bmatrix} 2C_3 & -C_4 & -C_5 \\ C_4 & -2C_6 & -C_8 \\ C_5 & -C_8 & -2C_7 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} f_m^2 \\ A_m \\ B_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C_9 - C_2 - C_{10} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (51)$$

em que os coeficientes são dados por:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{abe^2}{m^3} & C_2 &= \frac{\pi^2 be}{4a} \\ C_3 &= \frac{m\pi^4}{0,256ab} \left(\frac{9a^2}{m^2b^2} + \frac{9m^2b^2}{a^2} + 2 \right) & C_4 &= \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{4m^2b}{a^2} + \frac{1-3\nu}{b} \right) \\ C_5 &= \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{4a}{mb^2} + m \frac{1-3\nu}{a} \right) & C_6 &= \pi^2 \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \frac{1-\nu}{8} \right) \\ C_7 &= \pi^2 \left(\frac{a}{mb} + \frac{mb}{a} \frac{1-\nu}{8} \right) & C_8 &= \frac{16}{9} (1+\nu) \\ C_9 &= \nu \frac{\pi^2 ae}{4m^2b} & C_{10} &= \frac{\pi^4 abt^2}{4m} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \end{aligned}$$

2.6 Tensões residuais.

As consequências das tensões residuais em placas simplesmente apoiadas e carregadas em compressão têm sido largamente discutido por diversos autores. A maior parte destes estudos tentam determinar a variação da resistência última com o nível de tensões residuais, esquecendo no entanto a sua influência no comportamento ante e pós colapso. Neste estudo considera-se em ambas as situações, pois é de real interesse definir claramente a influência das tensões residuais a toda a gama de extensões.

2.6.1 Resistência máxima

Numa placa rectangular sujeita aos processos de fabrico usuais em estaleiro, a soldadura dos reforços e balizas à chapa provoca o aparecimento de tensões residuais tanto longitudinais como transversais. Estas tensões podem-se considerar auto equilibradas em cada secção da chapa. Esta hipótese assumida na maioria das teorias sobre a influência das tensões residuais em chapas não é totalmente correcta já que o equilíbrio resulta também da inclusão do reforço, devendo ser considerado o conjunto. No entanto, considerando a existência de tensões de tracção e compressão que se anulam no reforço, então a placa isolada

também deverá estar equilibrada. Tome-se, então, como razoável a hipótese inicial.

É usual considerar a distribuição transversal de tensões longitudinais como constituída por dois blocos: duas faixas à tracção junto aos bordos sujeitas à tensão de cedência e uma faixa central à compressão que equilibre aquelas duas [48,75,85]. Cada faixa à tracção tem uma largura ηt e está sujeita à tensão σ_o . A faixa central uma largura $b-2\eta t$ e encontra-se comprimida à tensão - σ_r .

Do equilíbrio da placa, as tensões residuais relacionam-se com a largura das faixas à tracção por:

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_o} = \frac{2\eta t}{b - 2\eta t} \quad (52)$$

ou, evidenciando o parâmetro que define a largura da faixa à tracção:

$$\eta = \frac{b}{2t} \frac{\sigma_r}{\sigma_o + \sigma_r} \quad (53)$$

A tendência para o encurtamento dos bordos pela existência das tensões de tracção e para o alongamento da zona central devido às tensões de compressão aí existentes ampliam as imperfeições iniciais, originando placas com níveis de imperfeições geométricas superiores em placas com tensões residuais elevadas e afectando indirectamente a resistência dessas placas. Note-se que o modo das imperfeições iniciais mais afectado pelas tensões residuais é o modo fundamental pois é o que melhor promove uma diminuição das tensões residuais por aumento da amplitude de onda.

Mas as tensões residuais têm uma influência directa na resistência de placas quer à tracção quer à compressão.

2.6.1.1 Tracção com tensões residuais

Em tracção, os bordos cedem imediatamente no início do carregamento por já se encontrarem à tensão de cedência, desenvolvendo-se unicamente deformações plásticas a tensão constante, se se ignorar o encruamento que é desprezável em aço macio, pelo menos até alongamentos superiores a oito vezes o alongamento de cedência. O facto dos bordos se deformarem a tensão constante

faz com que o módulo estrutural tangente da placa à tracção E_{tp} seja inferior ao módulo de elasticidade do material, podendo ser expresso por:

$$E_{tp} = \frac{b - 2\eta t}{b} E \quad (54)$$

Este módulo estrutural baseia-se unicamente na influência das tensões residuais desprezando a perda de rigidez resultante da existência de imperfeições iniciais. Esta última correcção é muito pequena e diminui com o aumento do carregamento por a placa ir ficando cada vez mais plana.

A resistência máxima da placa não é afectada dando-se, no entanto, a um alongamento maior do que o alongamento de cedência do material. Como o módulo estrutural é constante até à cedência total da placa em tracção, o alongamento correspondente pode ser calculado imediatamente por:

$$\varepsilon_{tpo} = \frac{b}{b - 2\eta t} \varepsilon_o \quad (55)$$

A partir deste alongamento a placa deforma-se plasticamente a tensão constante. Este comportamento é aplicável a placas não restringidas à tracção. Na presença de restrições importantes ao deslocamento dos bordos gera-se um estado biaxial de tensões sendo necessário corrigir o módulo estrutural devido ao aumento de rigidez com o aumento da tensão transversal associada ao carregamento longitudinal.

Pelo critério de von Mises a cedência dá-se a uma tensão longitudinal que é 12,5% superior à tensão de cedência sendo dada pela expressão:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_o}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}} \quad (56)$$

Esta é a tensão máxima que a placa pode suportar independentemente de haver cedências locais, nomeadamente junto aos bordos pré traccionados. Quando se analisa localmente a cedência nos bordos, a situação complica-se. Em dado momento do carregamento da placa a uma tensão média σ_x o estado de tensão no bordo terá de ser σ_1 , $\nu\sigma_x$ e 0 nas três direcções principais para obedecer ao critério de cedência, em que σ_1 é expresso em cada momento pela expressão:

$$\sigma_1 = \frac{v\sigma_x + \sqrt{4\sigma_o^2 - 3v^2\sigma_x^2}}{2} \quad (57)$$

Exemplificando, quando a tensão média aplicada é igual à tensão de cedência, a tensão longitudinal na bainha é $1,116 \sigma_o$, obtendo-se um acréscimo de capacidade de carga global resultante destes 12% de aumento da capacidade de carga dos bordos relativamente à placa não restringida. Dito de outra forma, a tensão existente no meio da placa restringida é inferior à da placa não restringida para o mesmo nível de tensão média devido à maior capacidade de carga nos bordos da placa restringida.

A estas correcções há ainda que juntar o aumento do módulo estrutural tangente devido ao constrangimento, sem tensões residuais que é dado por:

$$E' = \frac{E}{1 - v^2} \quad (58)$$

o qual corresponde a um acréscimo imediato de 10% no módulo estrutural da placa restringida relativamente à placa não restringida. A equação (54) deve ser pois actualizada substituindo E por E' e aplicadas posteriormente as correcções ao 'encruamento' dos bordos.

A tensão no centro da placa, σ_c , pode ser calculada por equilíbrio de forças em função da tensão média através da expressão:

$$\sigma_c = \frac{(b - \eta t v)\sigma_x + \eta t \sqrt{4\sigma_o^2 - 3v^2\sigma_x^2}}{b - 2\eta t} \quad (59)$$

O alongamento da placa coincide com o alongamento do meio da placa que se mantém no regime elástico até à plastificação total, sendo facilmente avaliado por:

$$\sigma_c = \frac{E}{1 - v^2} \epsilon_x - \sigma_r \quad (60)$$

em que as tensões residuais são positivas de acordo com a equação (52). Eliminando σ_c destas duas equações e derivando em ordem ao alongamento obtém-se a expressão que permite calcular o módulo estrutural tangente da placa restringida em tracção:

$$\frac{d\sigma_x}{d\varepsilon_x} = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{b-2\eta t}{b-\eta tv - \eta t \frac{3\nu^2 \sigma_x}{\sqrt{4\sigma_o^2 - 3\nu^2 \sigma_x^2}}} \quad (61)$$

O primeiro factor do segundo membro é a correcção pela restrição dos bordos e o segundo factor engloba o efeito das tensões residuais e o ‘encruamento’ dos bordos. No limite, quando a tensão média tende para 0 o módulo tangente é dado por:

$$\frac{d\sigma_x}{d\varepsilon_x} = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{b-2\eta t}{b-\eta tv} \quad (62)$$

em que o segundo factor é sempre inferior à unidade e diminui com o aumento das tensões residuais, o que está de acordo com a interpretação física dada.

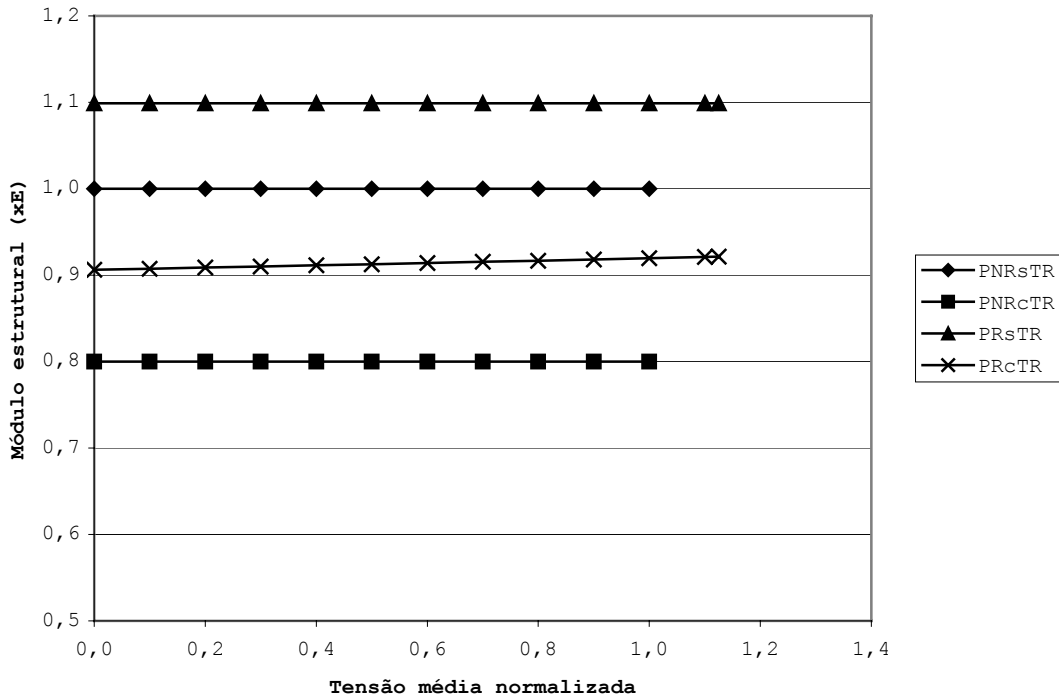


Figura 47 Módulo estrutural tangente em placas restringidas (PR) e não restringidas (PNR), com (c) e sem (s) tensões residuais (TR) e $\eta t/b=0,1$.

O valor do módulo tangente na eminência da cedência total da placa é obtido para $\sigma_x = \sigma_l = \sigma_c$ o qual é coincidente com a tensão equivalente de von Mises, equação (56). A Figura 47 compara o módulo estrutural de vários tipos de placas com $\eta t/b=0,1$, permitindo identificar a grandeza de cada contribuição. É evidente a pequena correcção que resulta do ‘encruamento’ das bainhas (curva PRcTR), o

que significa em termos práticos que a equação (62) poderá substituir a equação (61) em toda a gama de carga sem grande perda de qualidade dos resultados.

A expressão pode ainda ser apresentada dependendo explicitamente das tensões residuais através da relação normalizada:

$$\frac{d\phi_x}{d\bar{\varepsilon}_x} = \frac{d(\sigma_x/\sigma_o)}{d(\varepsilon_x/\varepsilon_o)} = \frac{1}{(1-\nu^2) \cdot \left(1 + \phi_r - \phi_r \frac{\nu}{2}\right)} \quad (63)$$

Para placas restringidas com tensões residuais fabricadas em aços, o módulo estrutural tangente pode ser dado simplesmente por:

$$\frac{d\phi_x}{d\bar{\varepsilon}_x} = \frac{1,1}{1 + 0,85\phi_r} \quad (64)$$

2.6.1.2 Compressão com tensões residuais

A compressão de placas com tensões residuais não apresenta no início do carregamento qualquer tipo de deformação plástica relativamente ao estado inicial, ao contrário do que acontece em tracção. A zona central pré comprimida aumenta o seu nível de compressão e os bordos laterais em tracção reduzem o seu nível de tensões, de tal forma que toda a área transversal da placa contribui para o acréscimo de capacidade de carga, sendo a placa totalmente efectiva.

Nestas condições, considerando só as tensões residuais e desprezando as imperfeições, a placa tem um módulo estrutural tangente igual ao módulo de elasticidade E no caso da placa não restringida e dado pela equação (58) para as placas restringidas. A sua validade finda quando a zona central atinge a tensão de cedência em compressão na ausência de instabilidade elástica, o que é verdade em placas espessas. Esta primeira fase cessa a uma extensão normalizada de $(\sigma_o - \sigma_r)/\sigma_o$ em placas não restringidas, complicando-se a situação em placas restringidas por consequência do ‘encruamento’ anteriormente mencionado e que também se faz sentir em compressão.

Na segunda fase, dá-se um decréscimo acentuado do módulo estrutural da placa em consequência da perda de capacidade de aumentar a carga na zona central, pelo que as únicas zonas que contribuem para os acréscimos de resistência da placa são as faixas junto aos bordos. Em placas não restringidas pode-se obter

uma relação simples entre a tensão e a extensão [17] :

$$\sigma_x = \frac{b - 4\eta t}{b} \sigma_o + \frac{2\eta t}{b} \cdot E \varepsilon_x \quad (65)$$

A terceira fase inicia-se com a deformação plástica em compressão das faixas laterais deformando-se toda a secção plasticamente com módulo estrutural nulo, se se considerar a ausência de deformações iniciais e a instabilidade elástica. A extensão a que se inicia esta fase é duas vezes a extensão de cedência em consequência do bordo da placa estar inicialmente traccionada à tensão de cedência e terminar a segunda fase em cedência à compressão.

A restrição ao movimento dos bordos introduz uma muito maior complexidade às fórmulas anteriores que não foram avaliadas dado a existência de imperfeições iniciais nas placas reais contrariar este efeito, anulando-o quase completamente, especialmente em placas não muito espessas.

Para placas muito espessas e restringidas, uma primeira aproximação pode ser dada substituindo E por E' nas diversas fórmulas.

2.6.1.3 Métodos existentes para determinar a resistência à compressão

Os primeiros trabalhos sobre a influência das tensões residuais na resistência longitudinal de placas devem-se a Faulkner [48], que considera o efeito das tensões residuais na resistência das placas dependente da esbelteza nominal e a Crisfield [49], o qual considera o efeito resultante das faixas à tracção junto aos bordos.

2.6.1.3.1 Formulação de Faulkner

Segundo Faulkner [48], as tensões residuais influenciam a resistência última da placa em função da sua esbeltez nominal. A redução de resistência é aproximada por:

$$\Delta \bar{\sigma}_r \equiv \frac{\Delta \sigma_r}{\sigma_o} = \frac{E_t}{E} \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_o} \quad (66)$$

em que o módulo tangente se relaciona com a esbeltez através de:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} \frac{3,62\beta^2}{13,1 + 0,25\beta^4} & \text{para } \beta \leq 2,7 \\ 1 & \text{para } \beta \geq 2,7 \end{cases} \quad (67)$$

considerando a existência de duas zonas distintas: uma faixa central de largura $b - 2\eta t$ sujeita a uma tensão de compressão σ_r , ladeada por duas faixas junto às bainhas de largura ηt cada, sujeitas à tensão de cedência à tracção, Figura 48.

Mais tarde, Guedes Soares e Faulkner [72] indicaram uma expressão mais simples para o módulo tangente e com igual qualidade:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} \frac{\beta - 1}{1,5} & \text{para } \beta \leq 2,5 \\ 1 & \text{para } \beta \geq 2,5 \end{cases} \quad (68)$$

2.6.1.3.2 Formulação de Crisfield

Crisfield [49] considerou separadamente as zonas da placa à compressão e à tracção. Para esta última considerou um comportamento linear elástico até $\bar{\varepsilon} = 2$, extensão para a qual o bordo atinge a cedência à compressão.

Na zona central, sujeita a tensões residuais de compressão, considerou que o comportamento é semelhante ao da placa sem tensões residuais e com uma pré extensão $\bar{\varepsilon}_r$. Ter-se-á então que esta zona atingirá a sua capacidade de carga máxima aproximadamente a uma extensão de $1 - \bar{\varepsilon}_r$, dependendo da curva de carga da placa sem tensões residuais em questão.

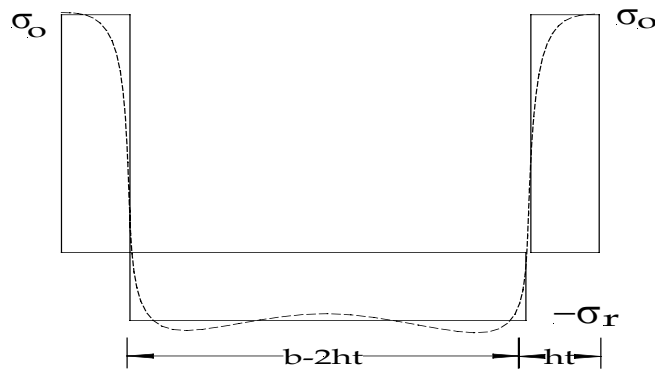


Figura 48 Distribuição de tensões residuais numa placa e correspondente modelo.

Convém salientar que o método de Crisfield permite estimar toda a curva tensão alongamento da placa enquanto a formulação de Faulkner só permite

avaliar a resistência máxima da placa. Requer, no entanto, a existência de uma base de dados com a resposta de placas sem tensões residuais para cada esbeltez e eventualmente imperfeições padrão.

2.6.1.3.3 Aproximação de Gordo-93

No seu trabalho sobre resistência última do navio em flexão longitudinal, Gordo [86] sentiu a necessidade de dispor de um método expedito de previsão da resistência dos elementos de placa com tensões residuais para toda a gama de alongamentos.

A formulação adoptada baseou-se no método de Crisfield com algumas alterações e considera que a placa com tensões residuais tem uma resistência dada por:

$$\phi_{rp} = \phi_w \cdot \phi_r \quad (69)$$

em que ϕ_w representa a efectividade da placa sem tensões residuais a uma dada extensão e ϕ_r não é mais do que a representação do comportamento elasto-plástico da placa não restringida corrigido da existência de tensões residuais mas sem imperfeições iniciais.

Esta correcção baseia-se no pressuposto de que a uma extensão $1 - \bar{\varepsilon}_r$ a curva sofre uma variação de módulo tangente devido a se atingir a cedência na parte central da placa. A partir daquela extensão a única contribuição para o aumento da resistência da placa advém unicamente das faixas junto aos bordos até $\bar{\varepsilon} = 2$. Para valores superiores da extensão a placa tem um comportamento perfeitamente plástico, Figura 49.

Analiticamente a recta entre os pontos A e B é dada por:

$$\phi_r = \frac{\bar{\sigma}_r \cdot \bar{\varepsilon} + 1 - \bar{\sigma}_r}{1 + \bar{\sigma}_r} \quad (70)$$

representada na Figura 50, pelo se pode escrever a função ϕ_r , para toda a gama de extensões por:

$$\phi_r = \max \left[-1, \min \left(1, \bar{\varepsilon}, \frac{\bar{\sigma}_r \cdot \bar{\varepsilon} + 1 - \bar{\sigma}_r}{1 + \bar{\sigma}_r} \right) \right] \quad (71)$$

considerando como negativas as extensões de tracção e como positivos os encurtamentos.

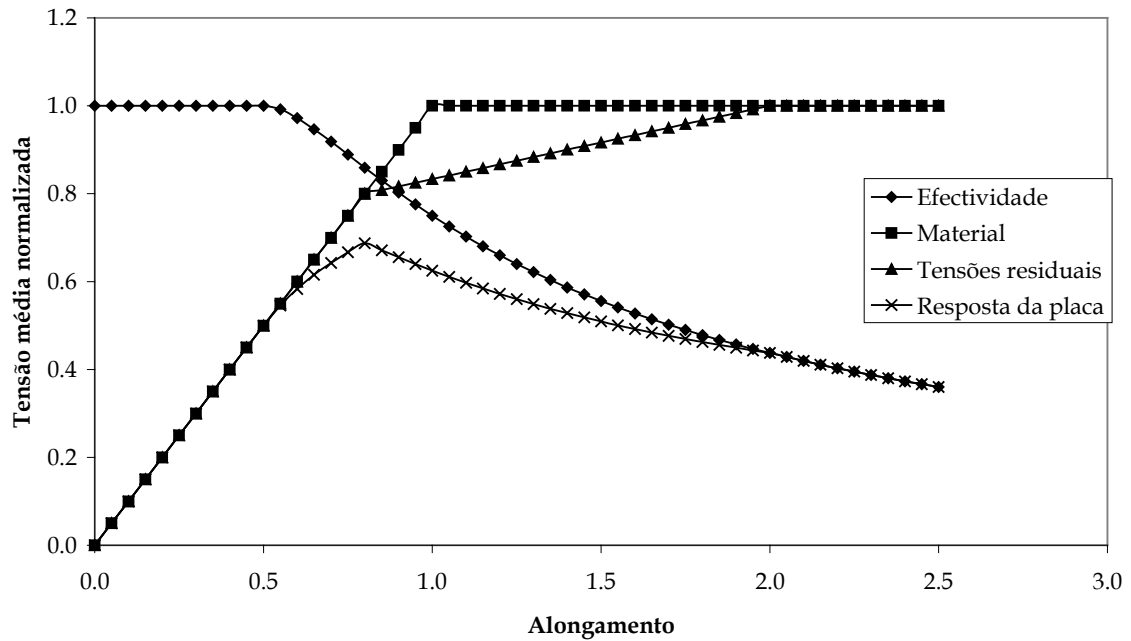


Figura 49 Construção da curva aproximada do comportamento do elemento placa com tensões residuais e esbelteza igual a 2.

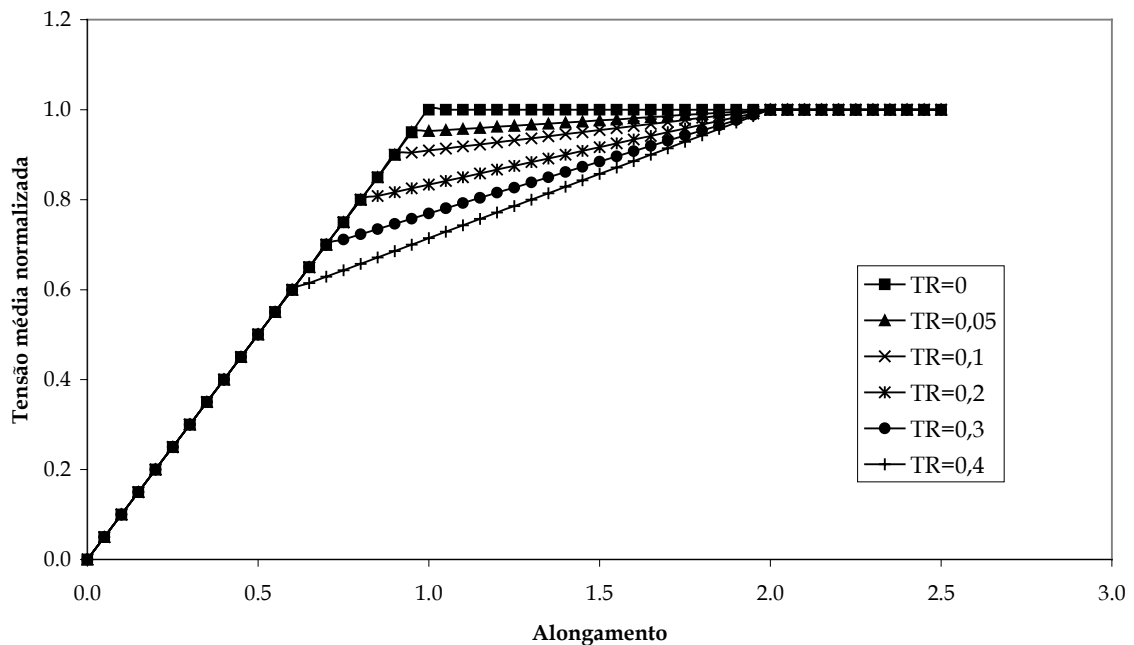


Figura 50 Correcção à curva de resposta do material em compressão devido à existência de tensões residuais na placa não restringida, Gordo-93 [86], para vários níveis de tensões residuais.

Esta expressão representa uma grosseira aproximação para chapas à tracção, $\bar{\varepsilon} \ll 0$, pois para esta gama de extensões não existe uma identificação entre o modelo e o valor de ϕ_r relativamente ao módulo tangente.

De facto analisando o modelo é fácil concluir que o módulo tangente para $-1 < \bar{\varepsilon} < 0$ é dado por $\frac{E_t}{E} = \frac{b - 2\eta t}{b}$, tal como foi apresentada na equação (54), enquanto que segundo ϕ_r , tem-se $E_t/E = 1$. Além disso, a adopção da função ϕ_r assegura a continuidade do módulo tangente em $\bar{\varepsilon} = 0$, parecendo representar melhor a realidade.

As consequências da utilização de uma ou outra interpretação correspondem na prática a obter um módulo resistente efectivo menor ou maior respectivamente, para a secção em estudo. Convém ainda realçar três aspectos importantes sobre o modelo aproximado apresentado por Gordo em 1993 [86]:

1. ϕ_w não é afectada pelo valor das tensões residuais, assumindo-se implicitamente que a eventual perda de eficiência da placa devida a $\bar{\sigma}_r$ se deve unicamente ao comportamento plástico do material.
2. a imposição do módulo tangente contínuo para $\bar{\varepsilon} = 0$ tenta reproduzir melhor o que se passa na realidade, apesar do modelo poder ser considerado demasiado rígido para extensões próximas da cedência à tracção.

Este modelo de representação do comportamento das placas deve ser melhorada à luz das considerações e fórmulas apresentadas nas secções anteriores, incorporando as consequências da restrição dos bordos.

2.6.1.4 Alterações ao modelo de tensões residuais

Além das alterações já mencionadas relativas à restrição dos bordos é importante analisar as eventuais consequências da utilização de um modelo modificado da distribuição de tensões residuais no elemento de placa.

Se para as tensões residuais de compressão não parece existir necessidade de alterações substanciais o mesmo não se pode dizer quanto à distribuição de tensões nas faixas à tracção. Parece pouco credível que a distribuição das tensões de tracção possa ser constante ao longo de toda a faixa junto às bainhas porque a

história dos diferentes pontos ao longo da sua largura é completamente diferente.

Como a temperatura a que cada ponto está sujeito depende principalmente da distância à soldadura, coincidente com o bordo para efeitos práticos, e essa temperatura condiciona as propriedades mecânicas do material, o efeito simultâneo da degradação das propriedades do material associado à própria distribuição de temperaturas em redor do ponto em questão afectarão de forma diversa a tensão residual final após o arrefecimento de toda a peça. É também pouco credível que se passe numa tão curta distância da tensão de cedência à tracção para uma tensão de compressão.

Um modelo mais genérico consiste em representar a distribuição de tensões na faixa à tracção junto aos bordos por:

$$\sigma = a - bx^n$$

onde x é a distância ao bordo, a qual pode ser normalizada introduzindo as variáveis $\phi = \sigma / \sigma_o$ e $\bar{x} = x / \eta t$, obtendo-se a expressão válida para $0 \leq \bar{x} \leq 1$:

$$\phi = 1 - \bar{x}^n \quad (72)$$

Esta função impõe que a tensão residual seja igual à tensão de cedência no bordo e seja nula a uma distância ηt , como se pode ver na Figura 51.

Para esta distribuição a tensão residual compressiva na zona central da placa relaciona-se com a largura da faixa em tracção por:

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_o} = \frac{2\eta t}{b - 2\eta t} \frac{n}{n + 1} \quad (73)$$

Para $n=1$ a distribuição de tensões é linear e quando n tende para infinito cai-se na situação tratada pelo modelo tradicional. É evidente que o modelo tradicional prevê tensões residuais compressivas de maior valor em igualdade da largura da faixa à tracção pelo que a sua utilização na previsão da curva de comportamento da placa agrava as consequências das tensões residuais. A tensão residual de compressão no modelo linear é metade da do modelo tradicional e no modelo quadrático a tensão residual é dois terços da tradicional, dada pela equação (52).

A principal vantagem deste modelo de representação das tensões residuais

é a diminuição gradual do módulo estrutural tangente da placa na origem por a zona afectada pela deformação plástica no início dos carregamentos de tracção ser menor do que no modelo tradicional.

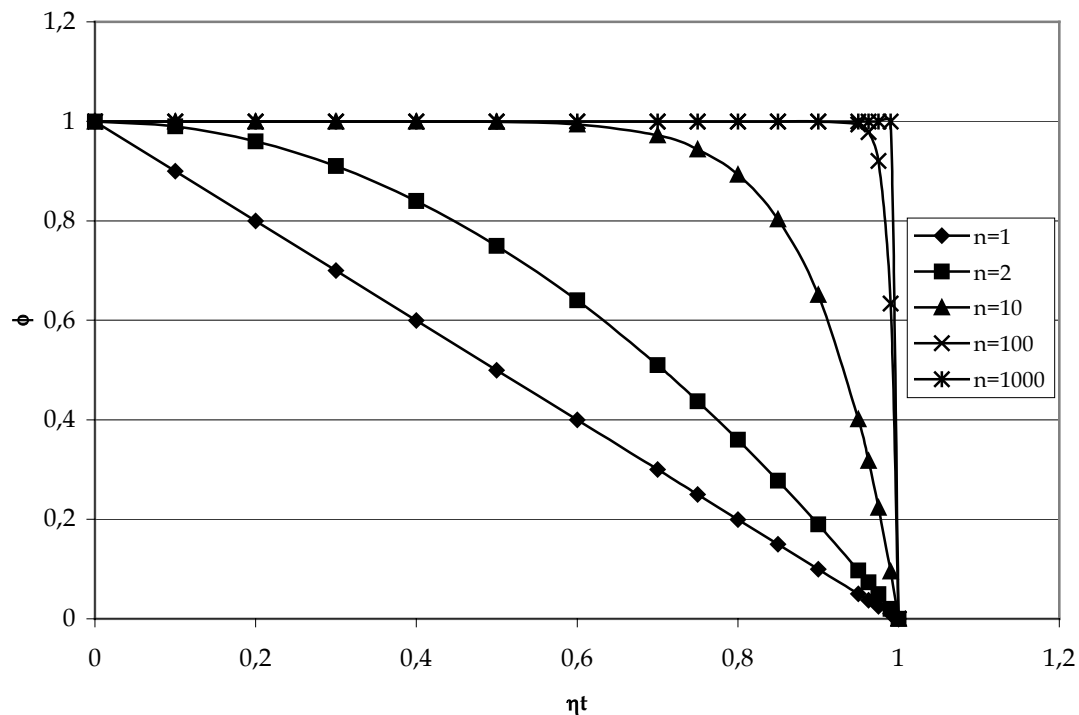


Figura 51 Distribuição das tensões residuais normalizadas na faixa à tracção para vários modelos.

De resto com um modelo de n finito a plastificação da placa dá-se de uma forma progressiva em tracção até se estender a toda a faixa afectada pela soldadura.

As tensões residuais compressivas com n finito são menores do que as previstas pelo modelo tradicional, sendo por exemplo cerca de 10% inferiores no caso de $n=10$, valor que conduz a uma curva de variação das tensões residuais bastante aceitável com base nos considerandos iniciais.

Em perfis laminados a quente a distribuição de tensões residuais nos elementos de placa é diferente [87] sendo n muito próximo de 1 e a tensão máxima à tracção muito inferior à tensão de cedência.

2.6.2 Alívio de tensões residuais

Os níveis elevados de tensões residuais que se podem verificar durante o

processo de fabrico não se mantêm após o início do serviço do navio devido à natureza alternada do carregamento a que o casco do navio está sujeito [85].

O alívio de tensões está principalmente associado à cedência em tracção das faixas junto aos bordos. Mesmo para níveis muito pequenos da tensão média de tracção aplicada à placa dá-se plastificação junto aos bordos por os mesmos se encontrarem inicialmente à tensão de cedência. Ao ser retirada a carga tanto as tensões nas faixas laterais como na zona central diminuem em resultado do alongamento residual dos bordos.

Nas placas predominantemente carregadas em compressão, o alívio de tensões é mais difícil de obter pois toda a placa se mantêm no regime elástico até cargas elevadas, porque as tensões residuais de compressão normalmente não excedem 20% da tensão de cedência e não existindo deformações plásticas não existe alívio de tensões.

Considere-se uma placa com tensões residuais de tracção σ_o nas faixas laterais e $-\sigma_r$ na zona central, a qual é carregada a uma tensão média de tracção σ_m . A tensão nas faixas de tracção mantêm-se inalterada e a tensão na zona central vale:

$$\sigma_c = \sigma_m \frac{b}{b-2\eta t} - \sigma_r = \sigma_m \left(1 + \frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right) - \sigma_r \quad (74)$$

A energia dissipada por plasticidade nos bordos é:

$$E_p = 2\eta t^2 \cdot \sigma_o \frac{\sigma_c + \sigma_r}{E} = 2\eta t^2 \cdot \frac{\sigma_m}{E} (\sigma_o + \sigma_r) \quad (75)$$

para placas não restringidas e por unidade de comprimento. Em placas restringidas dever-se-á utilizar E' em vez de E . A energia elástica acumulada por unidade de comprimento é dada por:

$$E_e = (b-2\eta t)t \cdot \frac{\sigma_c^2 - \sigma_r^2}{2E} = (b-2\eta t)t \cdot \frac{\sigma_m}{2E} \left(1 + \frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right) \left(\sigma_m \left(1 + \frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right) - 2\sigma_r \right) \quad (76)$$

Se em seguida for retirada a carga a distribuição de tensões residuais na placa passa a ser σ_t nas bainhas e $-\sigma_1$ na zona central tendo-se:

$$\begin{cases} \sigma_t = \sigma_o - \sigma_m \\ \sigma_1 = \sigma_r \left(1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_o} \right) \end{cases} \quad (77)$$

Concretizando, se a tensão média de tracção aplicada for 50% da tensão de cedência, depois de retirada a carga fica-se com metade das tensões residuais iniciais quer nos bordos quer no centro.

O modelo de tensões residuais utilizado na dedução destas expressões foi o tradicional, mas os valores que se obtêm representam uma boa aproximação para os restantes modelos desde que n seja maior do que 5, ver Figura 51 onde se pode verificar que para n elevado os erros são marginais.

No processo de descarga a energia plástica dissipada é nula porque o processo se desenvolve no domínio elástico e a energia potencial elástica libertada por unidade de comprimento é quantificada por:

$$E_e = \frac{t}{2E} \cdot \left(2\eta t (\sigma_o^2 - \sigma_t^2) + (b - 2\eta t) (\sigma_c^2 - \sigma_1^2) \right) \quad (78)$$

Para aliviar completamente as tensões residuais com tracção da placa terá de se carregar a placa a uma tensão média igual à tensão de cedência do material, $\sigma_1 = 0$ na equação (77). O alívio de tensões parcial provoca o desaparecimento da descontinuidade do módulo tangente na origem, originando o seu deslocamento em tracção para extensões cada vez mais próximas da extensão de cedência.

2.7 Curvas tensão extensão

Nesta secção a esbelteza, β , é definida para cada extensão, por:

$$\beta = \frac{b}{t} \sqrt{\varepsilon} \quad (79)$$

a qual se relaciona com a esbelteza nominal, β_o , através de:

$$\beta = \beta_o \sqrt{\bar{\varepsilon}} \quad (80)$$

onde $\bar{\varepsilon} = \varepsilon/\varepsilon_o$ é a extensão média normalizada pela extensão de cedência.

Em 1993, Gordo e Guedes Soares [17] propuseram um método aproximado de previsão do comportamento de placas simplesmente apoiadas sujeitas a

carregamento no plano. Apresenta-se agora uma proposta de alteração com base nos comentários desenvolvidos nas secções anteriores e nos resultados das curvas tensão extensão médias obtidas para placas restringidas.

Na presença de solicitações longitudinais de compressão a largura efectiva da placa restringida e sem tensões residuais, ϕ_w , é, para cada extensão e generalizando a aplicabilidade da equação (25), dada por:

$$\phi_w = \begin{cases} \beta^{-0,44} & \text{para } \beta \geq 1 \\ 1,07 & \text{para } \beta \leq 1 \end{cases} \quad (81)$$

Pode-se concluir que neste modelo a largura efectiva é inicialmente total para baixas solicitações ($b_e=b$) diminuindo à medida que a esbeltez (e o carregamento) aumenta.

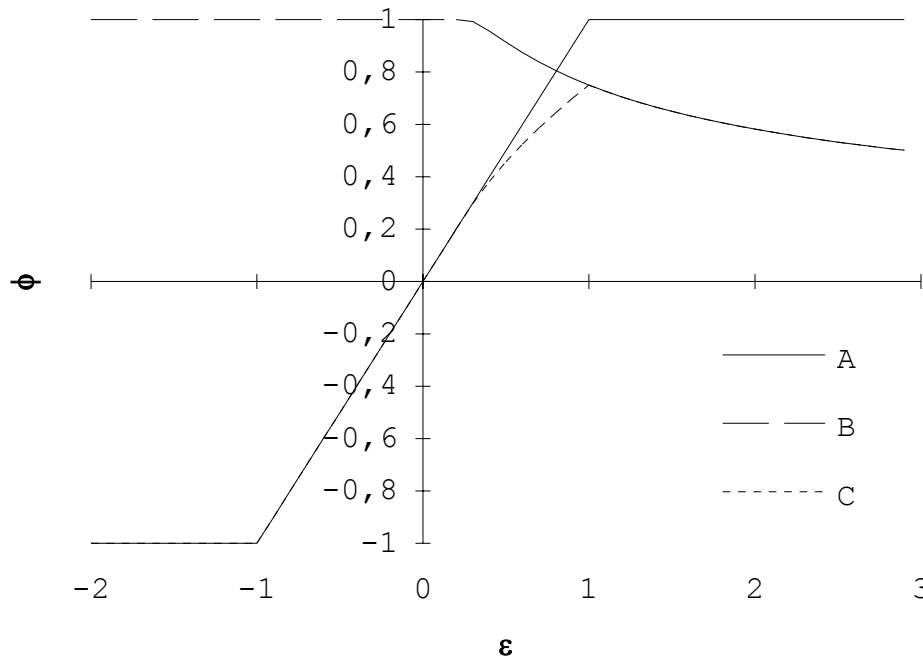


Figura 52 Construção das curvas médias tensão-extensão (C) para um elemento de placa restringido, sem tensões residuais, com uma esbelteza nominal de 2 e representação das curvas auxiliares do comportamento do material (A) e da largura efectiva (B).

A tensão média normalizada da placa é dada pelo produto da tensão no bordo e da largura efectiva correspondente a esta última tensão, Figura 52:

$$\phi_a = \phi_e \cdot \phi_w \quad (82)$$

em que:

$$\phi_e = \frac{\sigma_e}{\sigma_o} \quad (83)$$

Como pode ser verificado na Figura 52, por construção as curvas tensão-extensão médias têm o seu máximo à extensão de cedência, se não forem consideradas as tensões residuais.

A Figura 53 apresenta as curvas tensão-extensão média para os diferentes níveis de esbelteza nominal.

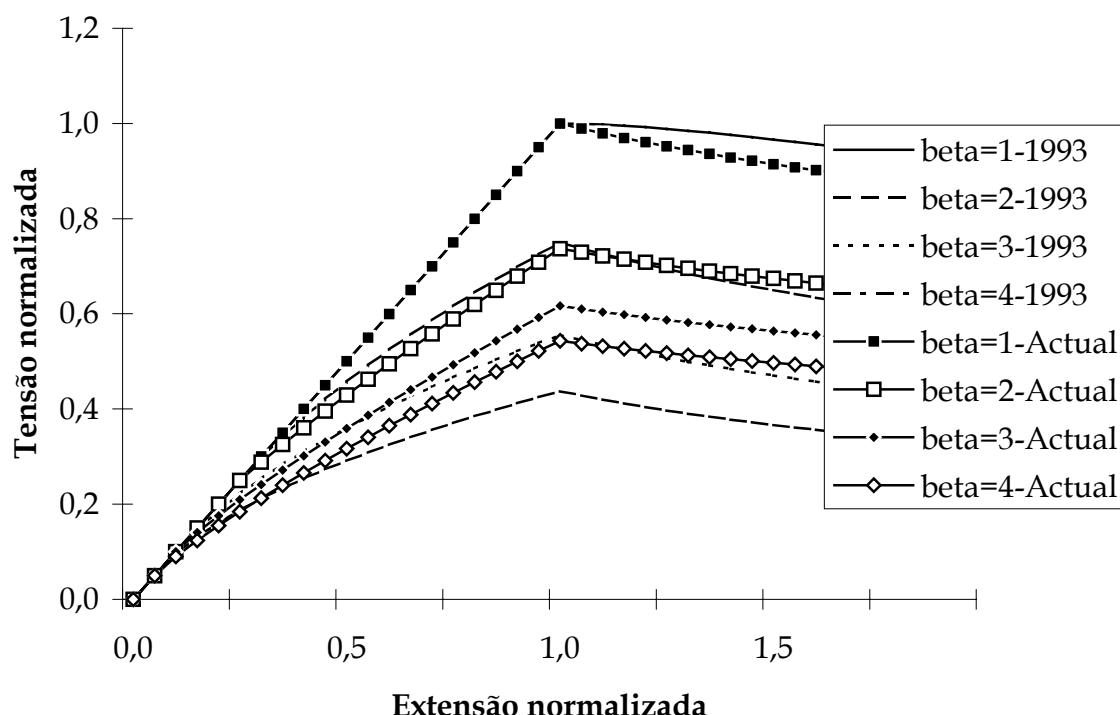


Figura 53 Representação das curvas tensão-extensão normalizadas de placas simplesmente apoiadas, não restringidas (1993) e restringidas (Actual) para diversos níveis de esbelteza nominal ($\beta_o = 1, 2, 3$ e 4) e com distorções médias.

É de alguma importância realçar que com este tipo de formulação é possível criar dois tipos de curvas quanto ao comportamento pós encurvadura:

- capacidade de carga da placa constante após encurvadura, o que corresponde a não considerar nenhuma redução na largura efectiva depois se ter atingido a tensão de cedência [61];
- capacidade de carga decrescente após encurvadura, considerando uma continuada redução da largura efectiva após a plastificação dos bordos.

Obviamente que os resultados utilizando uma ou outra interpretação são bastante diferentes demonstrando-se que a realidade se apresenta muito mais

próxima da segunda.

Estas curvas representam um comportamento das placas diferente do modelo de Gordo-93 devido principalmente ao conceito de largura efectiva utilizado. Em resultado da restrição do movimento dos bordos, a relação entre a largura efectiva e esbeltez altera-se comparativamente às fórmulas tradicionais, ver Figura 54, prevendo menor largura efectiva em placas pouco espessas e medianamente esbeltas, $1 < \beta < 2,4$, e maior largura efectiva em placas esbeltas e muito esbeltas, $\beta > 2,4$.

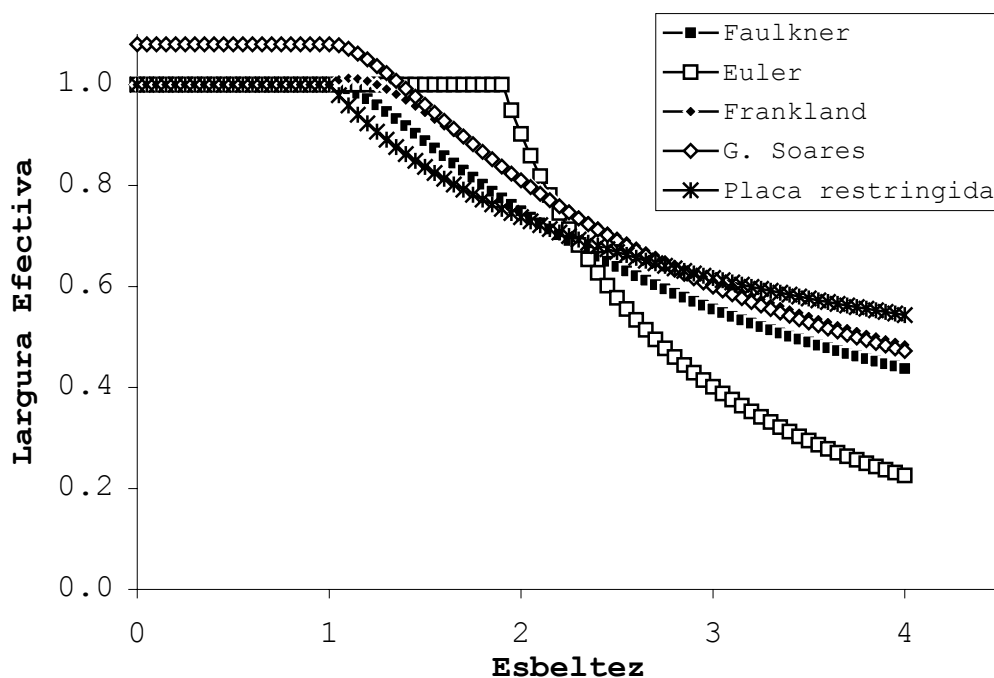


Figura 54 Largura efectiva de placas.

Este resultado está de acordo com a previsão porque o estado de tensões nas primeiras é essencialmente um estado de tensões biaxial de compressão dominado pela efeito de Poisson e pouco afectado pelo desenvolvimento de deformações significativas, tal como foi visto na secção 2.3.2. Este estado biaxial fomenta o colapso ou o seu agravamento, diminuindo portanto a resistência e consequente a largura efectiva. Com o aumento da esbelteza o efeito de Poisson perde importância devido à facilidade de desenvolvimento de deformações perpendiculares ao plano as quais anulam as tensões de compressão transversais, induzindo tracção transversal. Na fase de pós colapso a existência destas tensões

de tracção evitam o crescimento desmesurado das deformações, estabilizando a placa. Assim o comportamento pós colapso da placa terá uma menor taxa de descarga, apresentando-se as curvas tensão extensão médias mais planas do que em placas simplesmente apoiadas mas não restringidas.

Relembra-se que a hipótese inicial de construção das curva tensão extensão médias considera que a largura efectiva da placa com uma determinada esbelteza efectiva é a mesma de uma outra placa com esbelteza nominal igual à esbelteza efectiva da primeira, pelo que a Figura 54 tanto pode ser usada para prever a resistência máxima de uma placa como para estimar a resistência actual de uma placa no regime pós colapso. Desta forma, as placas restringidas em comparação com as placas constrangidas apresentam um módulo secante menor na fase inicial de carregamento e um módulo secante maior na fase de pós colapso desde que a esbeltez não seja muito baixa. Note-se que a equação (25) cruza as restantes a uma esbeltez entre 2,4 e 3, Figura 54, mantendo uma derivada diferente das restantes em resultado da restrição dos bordos e efeitos associados à restrição.

2.7.1 *Largura efectiva e tensão média*

A distribuição de tensões reais numa placa e no modelo adoptado obedecem à relação:

$$\sigma_e \cdot b_e = \int_0^b \sigma(x) \cdot dx \quad (84)$$

em que se considera que toda a carga distribuída ao longo da placa é suportada por duas faixas junto às bainhas de largura $b_e/2$ sujeitas à tensão da bainha, σ_e . Graficamente a situação pode ser representada simplificada pela Figura 55 onde se representa ainda a tensão média aplicada à placa.

Evidentemente que o conceito de largura efectiva é equivalente ao conceito de tensão média já que se verifica a igualdade:

$$\sigma_e \cdot b_e = \sigma_m \cdot b, \text{ donde: } \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{b_e}{b}$$

A diferença entre a tensão nos bordos e ao meio da placa aumenta com a

extensão, a esbelteza nominal e as imperfeições iniciais, sendo a sua taxa de crescimento dependente ainda da proximidade de instabilidade elasto-plástica pelo desenvolvimento de grandes deformações nessa fase do carregamento.

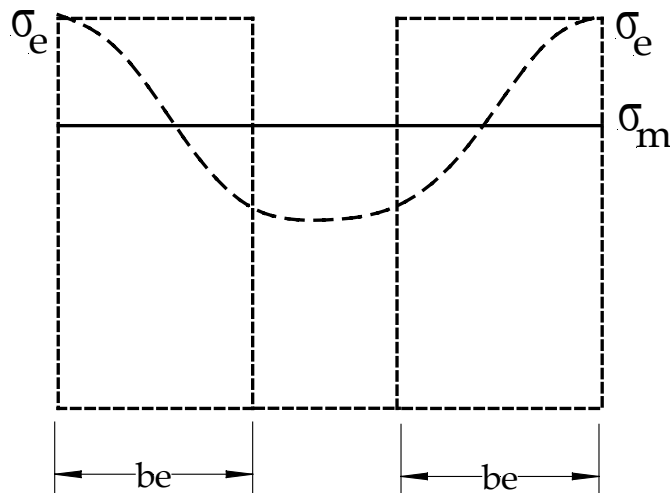


Figura 55 Distribuição de tensões numa placa em compressão (interrompido largo), no modelo conceptual de largura efectiva (interrompido curto) e tensão média correspondente.

2.7.2 Comparação entre as curvas aproximadas e os elementos finitos

A validação do modelo agora apresentado requer a sua comparação com os resultados obtidos por elementos finitos.

Se por um lado está garantida a coincidência entre a resistência máxima nos dois casos dada a convergência entre a fórmula utilizada e a resistência máxima obtida por elementos finitos, o mesmo não se pode dizer relativamente à extensão a que se dá esse máximo e ao comportamento pós colapso. Enquanto a extensão correspondente à resistência máxima condiciona a curva tensão extensão na fase elástica e de pré-colapso, o comportamento pós colapso dos elementos de placa afecta a resistência máxima de estruturas tridimensionais complexas como é o caso do casco de navios em flexão. Para melhor comparação entre os modelos de placas restringidas e não restringidas inclui-se ainda os modelos anteriores [17] aqui identificados como Gordo-93.

2.7.2.1 Placas espessas

Apresenta-se de seguida a comparação entre as curvas de previsão de

resistência à compressão de placas espessas ($\beta=0,85$ e $1,35$), restringidas (Actual), não restringidas (Gordo-93) e as curvas obtidas por elementos finitos para placas restringidas para vários níveis de imperfeições iniciais (A, B, C) de acordo com os dados da Tabela 42 do Anexo A.

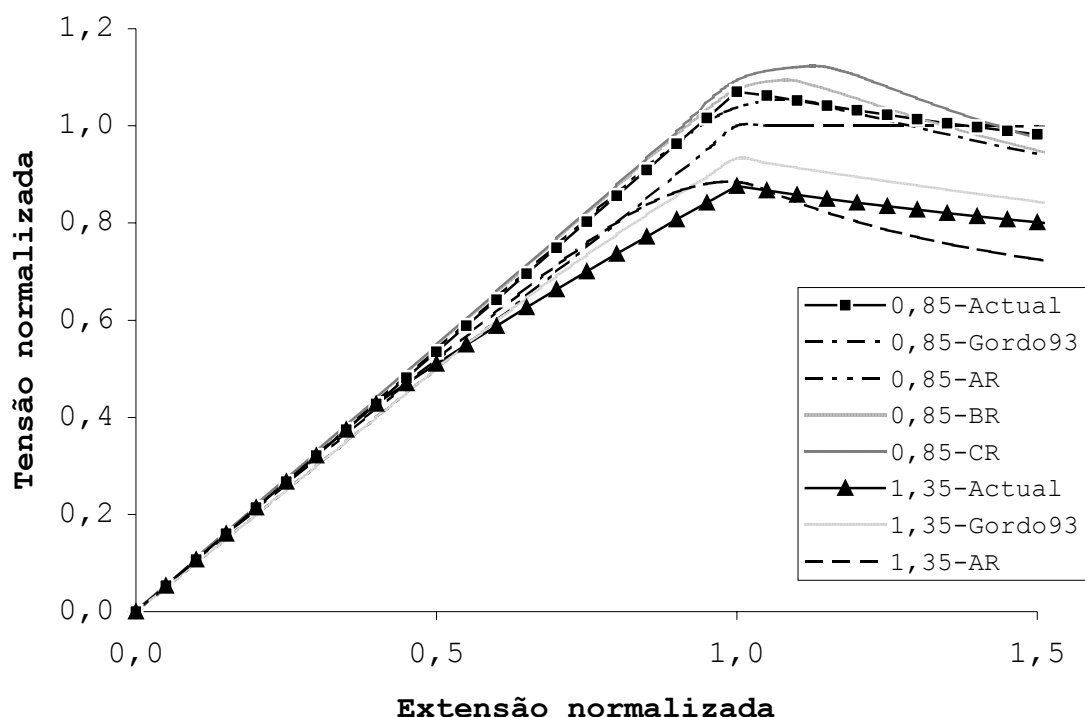


Figura 56 Curvas tensão alongamento espessas de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.

É evidente uma melhoria substancial na qualidade da previsão de resistência de placas espessas, quer no respeitante à resistência máxima à compressão quer no domínio de pós colapso. Nota-se ainda que a previsão de resistência após o colapso da placa, na zona de descarga, é um pouco optimista, isto é, a descarga real é ligeiramente mais pronunciada que a prevista.

2.7.2.2 Placas intermédias

A Figura 57 compara as curvas de placas intermédias com esbelteza nominal 1,69 e 2,54 e razão de dimensões igual a 3, sendo a geometria das imperfeições iniciais dadas pela Tabela 42 do Anexo A para as curvas geradas por elementos finitos.

As curvas anteriores, Gordo-93, são ligeiramente optimistas

comparativamente às actuais para as placas com $\beta=1,69$ e pessimistas para as placas com $\beta=2,54$. Relativamente à comparação com os elementos finitos, considerando as curvas correspondentes ao comportamento crítico, nota-se uma deslocação do colapso e das curvas em geral para as extensões maiores, o que mecanicamente corresponde a ter-se uma menor rigidez no regime elasto-plástico até ao colapso e previsões optimistas para o regime pós colapso.

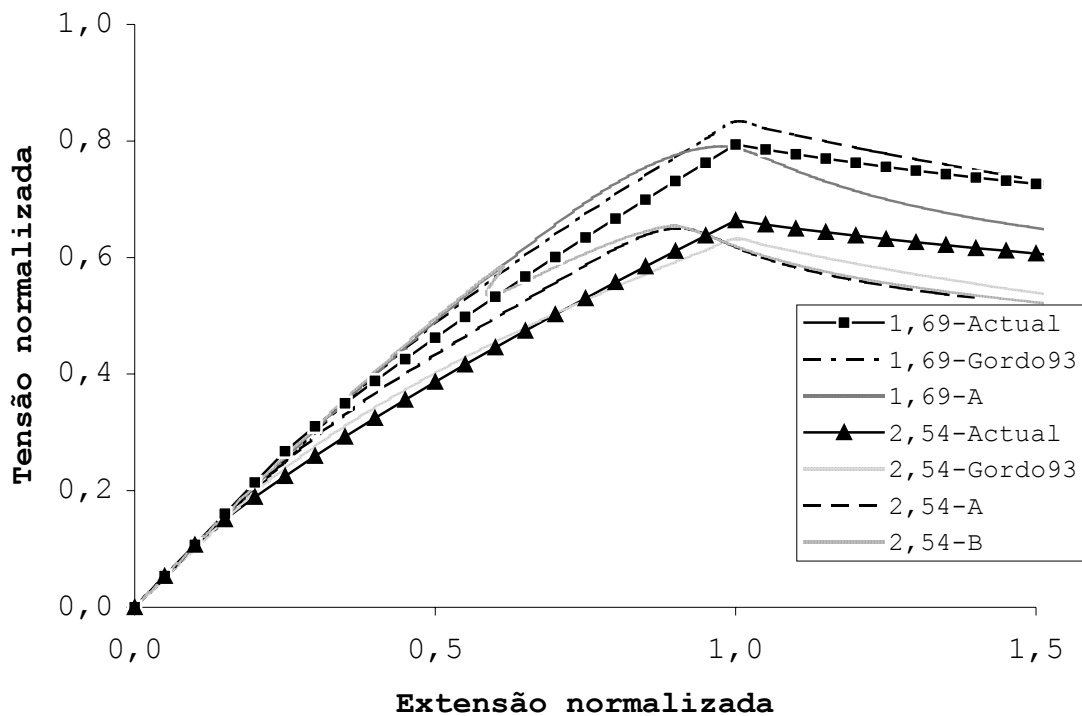


Figura 57 Curvas tensão alongamento de placas intermédias de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.

Este desvio da previsão relativamente às curvas obtidas em elementos finitos envolve dois aspectos: em primeiro lugar, a escala de alongamentos médios normalizados é afectada pela natureza eminentemente local do colapso em placas finas donde resulta que diferentes razões de dimensões originam curvas tensão alongamento ligeiramente diferentes em compressão longitudinal; em segundo lugar, a hipótese inicial da aplicabilidade do conceito de largura efectiva associada à esbeltez efectiva é pessimista em regime de pré colapso e optimista em pós colapso.

No primeiro caso, pré colapso, o pessimismo associado resulta de se estar a utilizar uma fórmula derivada para a resistência máxima com deformações bem

desenvolvidas e alguma plastificação o que não acontece tão nitidamente no regime de pré colapso. No pós colapso parece haver um optimismo na previsão de resistência associado à degradação acelerada da largura efectiva por efeito das deformações plásticas que se desenvolvem nesta fase.

2.7.2.3 Placas esbeltas

As curvas tensão normalizada alongamento normalizado de placas esbeltas e muito esbeltas são apresentadas na Figura 58.

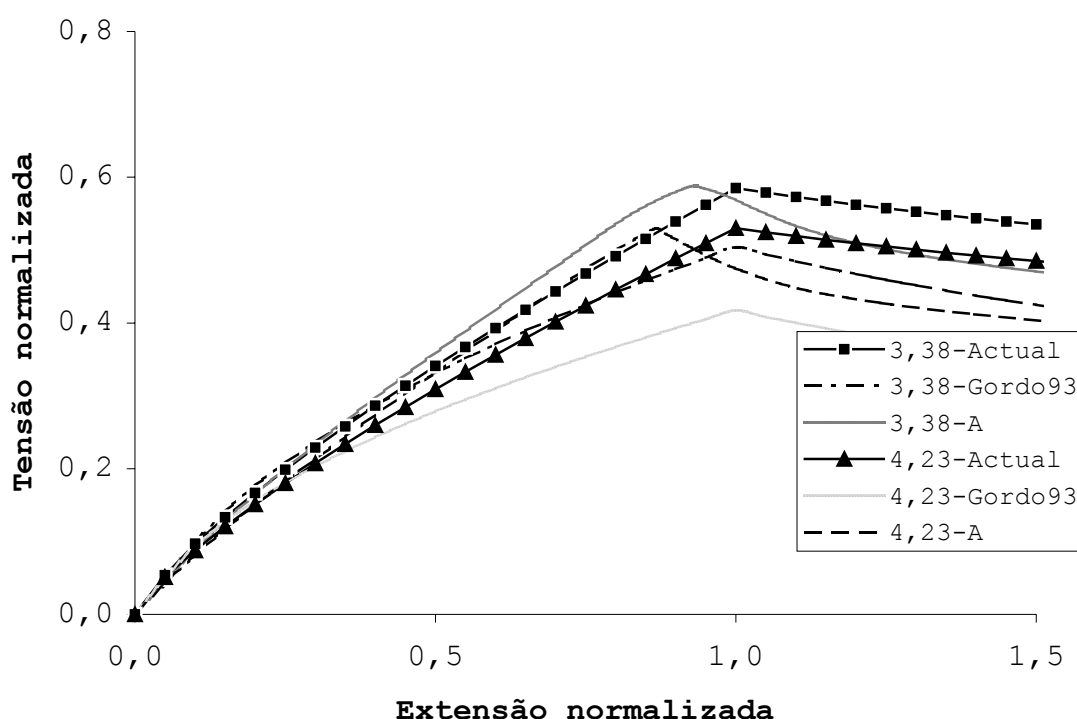


Figura 58 Curvas tensão alongamento de placas esbeltas de razão de dimensões igual a 3 carregadas longitudinalmente e restringidas.

É evidente a melhoria da previsão de resistência comparativamente às curvas anteriores apesar de se continuarem a aplicar os comentários relativos ao desvio da previsão de resistência para a direita. Devido à natureza das condições fronteira impostas, condição de placa restringida, as tensões de membrana garantem um acréscimo de resistência, o qual não é contemplado na anterior formulação por dizer respeito a placas simplesmente apoiadas tipicamente estranguladas.

2.7.2.4 Correcções empíricas

Das três secções anteriores foi possível concluir que as curvas de previsão apresentam dois tipos de problemas: uma baixa taxa de perda de resistência no regime de pós colapso e alguma incerteza na extensão média normalizada correspondente à resistência última.

O primeiro está associado ao regime plástico que predomina naquela gama de alongamentos. Tudo se passa como se houvesse uma maior degradação da largura efectiva com o aumento do alongamento ou, visto de outra forma, a esbeltez aumentasse a uma taxa superior ao aumento do alongamento, quando comparado com o método proposto. Matematicamente esta situação pode-se modelar afectando o alongamento por um expoente superior ao inicial no regime pós colapso. Obteve-se uma boa correlação usando a seguinte correcção para a equação (80):

$$\begin{aligned} \beta &= \beta_o \sqrt{\bar{\varepsilon}} \quad \Leftarrow \bar{\varepsilon} \leq 1 \\ \beta &= \beta_o \cdot \bar{\varepsilon} \quad \Leftarrow \bar{\varepsilon} \geq 1 \end{aligned} \quad (85)$$

O segundo problema que está associado à redução do alongamento último com o aumento da esbeltez de placa pode ser parcialmente resolvido com a introdução de um factor de escala que afecta o alongamento e é dependente da esbeltez nominal da placa. Tal factor deverá aumentar ligeiramente o alongamento último nas placas espessas e reduzi-lo nas placas esbeltas. Este factor afecta unicamente a escala do eixo das abcissas e pode ser aproximadamente dado por:

$$k_{\varepsilon} = 1,05 - 0,04\beta_o \quad (86)$$

Com estas duas alterações as curvas de previsão de resistência de placas restringidas sujeitas a carregamento longitudinal mostram muito melhor desempenho quando comparadas com as curvas obtidas por elementos finitos para as mesmas placas com modo predominante das imperfeições iniciais igual ao modo crítico.

Apresentam-se os resultados comparativos na Figura 59 onde se pode ver que os maiores desvios se dão na região de pré colapso para placas intermédias. De resto estas placas são as mais sensíveis às imperfeições iniciais podendo-se pois

considerar os resultados bastante aceitáveis.

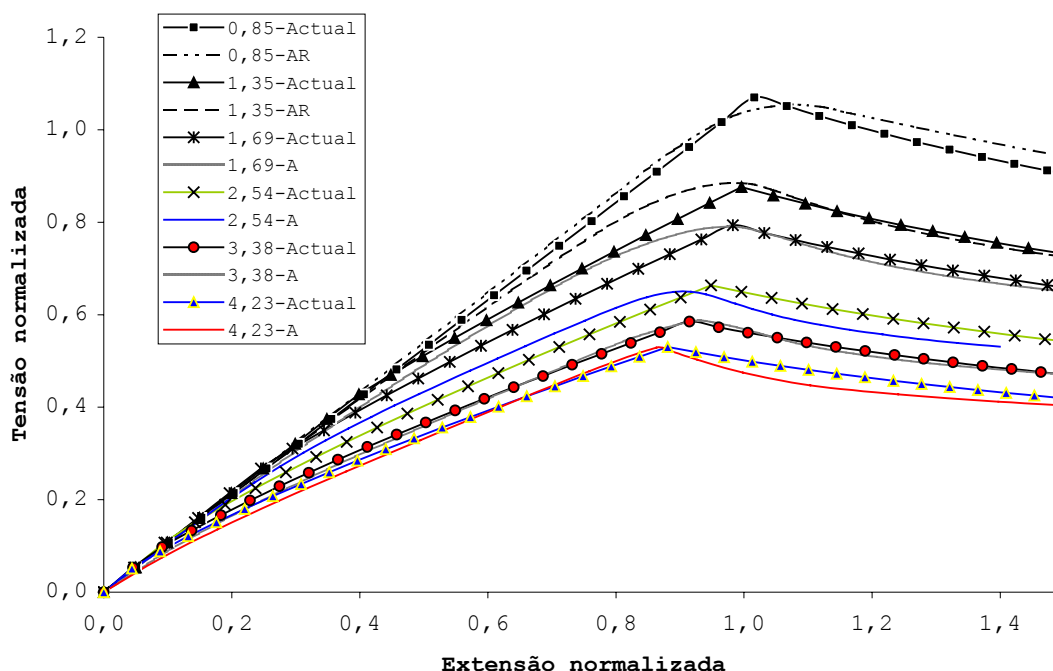


Figura 59 Curvas corrigidas para várias esbeltezes

2.8 Considerações Finais

Neste capítulo abordou-se os aspectos de maior interesse que condicionam o comportamento de elementos de placa presentes em navios quando sujeitos a compressão perpendicular aos topos e no plano da placa.

Foram estabelecidas as condições fronteira reais a que estão sujeitas estas placas através da dedução de equações representativas da acção das balizas. Concluiu-se que a total restrição dos bordos da placa é mais representativa da realidade do que as condições fronteira usualmente utilizadas como ponto de partida. A restrição do movimento à translação dos bordos gera um estado biaxial de tensões que enfraquece as placas espessas e aumenta a resistência limite das placas esbeltas quando comparadas com as placas constrangidas.

O estudo paramétrico das placas restringidas que foi efectuado abordou principalmente dois aspectos relacionados com as consequências da existência de imperfeições iniciais: a sua amplitude decomposta pelas várias componentes de Fourier e a sua geometria através da consideração de diferentes modos das

imperfeições dominantes. Ficou demonstrado que a geometria das imperfeições é muito mais importante do que a amplitude absoluta das imperfeições por condicionar o modo de colapso final da placa. Cada modo de colapso tem uma gama de resistência associada na qual se pode então quantificar a degradação de resistência com o aumento da amplitude das imperfeições.

Na secção dedicada à influência da razão de dimensões foi quantificada a relação entre este parâmetro e a resistência longitudinal da placa. Se a resistência correspondente ao modo crítico da placa é independente da razão de dimensões tal como nas placas não restringidas já o mesmo não se pode dizer das placas restringidas com modo superior ao crítico. Para este modo a resistência é inferior à crítica e é dependente da razão de dimensões tendo-se quantificado também esta dependência.

A resistência mínima é obtida para modos de deformação com comprimento de onda aproximadamente iguais à largura da placa, isto é, $m=2\alpha$. Este resultado não pode ser justificado à luz da teoria elástica de placas com pequenas deformações mas a introdução de tensões de membrana resultantes da restrição dos bordos nas equações de equilíbrio da placa permite obter mínimos de resistência da placa para modos de deformação superiores ao modo crítico da placa não restringida. Julga-se que ficaram pois justificados os resultados da tese relativamente ao modo colapso correspondente à resistência mínima em placas restringidas, apesar de esta justificação ser manifestamente qualitativa por se basear na hipótese de que a razão entre a tensão transversal induzida e a tensão longitudinal aplicada é igual ao coeficiente de Poisson. Esta hipótese é válida na fase inicial de carregamento mas deixa de o ser à medida que as deformações resultantes do carregamento vão aumentando, ou dito de outra forma, só é válida em placas perfeitas restringidas.

No que se refere à influência das tensões residuais foram estudadas as situações de tracção e compressão em placas restringidas. Concluiu-se que existe um 'encruamento' das faixas em tracção da placa restringida relativamente à da placa não restringida e são propostas expressões representativas do comportamento real da placa na gama de carga com interesse prático.

O alívio de tensões residuais é também discutido sendo apresentadas expressões que permitem monitorizar o estado de tensão na placa em função da tensão média aplicada e estimar a energia dissipada e acumulada. Esta análise tem uma aplicação directa na estimativa dos níveis de tensões residuais presentes nos modelos de viga caixão ensaiados e cujos resultados são descritos e discutidos no Capítulo 7.

As curvas de previsão e os resultados dos modelos de placa em elementos finitos apresentam uma boa correlação pelo que se pensa que o método apresentado para a previsão do comportamento de placas restringidas é bastante credível especialmente se forem utilizadas as correcções empíricas ao alongamento último e redução de resistência em pós colapso.

Capítulo 3 Resistência Transversal de Placas

Para navios com estrutura transversal torna-se mais relevante conhecer o comportamento de placas sujeitas a carregamento nos bordos mantendo os topos da placa restringidos. Esta situação de carregamento transversal de placas apresenta um grau de complexidade maior, no plano da dependência paramétrica, devido especialmente ao papel desempenhado pela razão de dimensões α , na resistência transversal.

Assim, enquanto a resistência longitudinal é praticamente independente da razão de dimensões, α , na resistência transversal a razão geométrica da placa desempenha um lugar primordial, diminuindo drasticamente a resistência com o seu aumento. A justificação para este facto torna-se evidente ao notar que, numa placa com α muito maior do que 1, grande parte do material se encontra desapoado comportando-se como uma placa de comprimento infinito, enquanto só duas pequenas faixas juntos aos topos apresentam uma rigidez acrescida devido ao apoio dado pelos reforços.

Este tipo de raciocínio esteve na origem das diferentes formulações de resistência última de placas à compressão transversal existentes [88-92].

Neste capítulo começa-se por fazer um levantamento do estado da arte onde se mostra a escassez de trabalhos nesta área. Os resultados do estudo levado a cabo na fase inicial deste trabalho [93] são apresentados, mas foi sentida a necessidade de efectuar um estudo paramétrico mais exaustivo e que tomasse em conta a restrição dos topos. Este estudo conduziu à apresentação de uma equação representativa da resistência transversal de placas restringidas. Esta equação foi aplicada na geração das curvas de comportamento de placas restringidas e carregadas sob o lado mais longo.

3.1 Resenha histórica

A resistência transversal de placas sujeitas a carregamento compressivo foi inicialmente definida através da resolução da equação diferencial linear elástica de

placas simplesmente apoiadas.

Uma primeira aproximação, normalmente bastante conservadora, consiste em considerar a resistência crítica à encurvadura de uma placa infinitamente longa, a qual é dada por [84]:

$$\phi_i = \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sigma_o} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \equiv \frac{0,903}{\beta^2} \quad (87)$$

quando o coeficiente de Poisson é 0,3 e em que naturalmente a razão de dimensões não está presente.

Considerando a acção restritiva dos apoios laterais numa placa de razão de dimensões α , a tensão crítica elástica passa a ser dada pela equação de Bryan:

$$\phi_{ey} = \frac{\pi^2}{12(1 - \nu^2)} \frac{k_y}{\beta^2} \quad (88)$$

com:

$$k_y = \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right)^2 \quad (89)$$

a qual corresponde a um modo de deformação de instabilidade elástica de uma semi sinusóide dupla a todo o comprimento e largura da placa.

Esta expressão toma valores elevados sempre que a esbeltez da placa diminui pelo que se torna necessário considerar os efeitos plásticos que passam a ser determinantes nestas condições. As aproximações mais vulgarizadas consideram uma interacção parabólica sempre que a tensão crítica elástica, ϕ_{ey} , excede um determinado valor, sendo a mais utilizada em estruturas navais, a de Jonhson-Ostenfeld dada por:

$$\phi_{cy} = 1 - \frac{0,25}{\phi_{ey}} \quad (90)$$

Esta tensão normalizada é designada normalmente por tensão crítica elasto-plástica e, no caso particular da equação (90) assume que o limite de proporcionalidade do material é de 50% da tensão de cedência. Assim, para valores inferiores a esta tensão, a resistência é dada pela equação (88) e a partir daí é controlada pela equação (90) cujo valor máximo é naturalmente a tensão de

cedência.

No entanto, a encurvadura da placa não esgota a sua capacidade de resistir a carregamentos compressivos. Mesmo depois de estar plasticamente deformada existem zonas na placa capazes de suportar mais carga, apesar de haverem regiões onde se inicia um processo de descarga. No cômputo geral é normal obter-se uma capacidade de carga acrescida até determinado limite a partir do qual se observa uma redução na resistência da placa. O limite mencionado é designado por tensão última da placa, neste caso sujeita a carregamento transversal. As zonas onde se verifica um acréscimo de capacidade de carga são os topos e as zonas de descarga, mesmo antes da resistência última, encontram-se na região central onde as deformações tomam valores bastante elevados depois de ultrapassada a tensão crítica elástica.

Apesar de não existirem muitos estudos publicados sobre resistência transversal de placas, o que à primeira vista poderia querer significar que o assunto está esgotado, demonstra-se [93] que as fórmulas de previsão existentes apresentam lacunas na correcta previsão da resistência última sob carregamento transversal.

Uma das primeiras previsões de resistência transversal máxima de placas simplesmente apoiadas deve-se a Schultz [89] com base nos resultados obtidos pelo método de Galerkin aplicado às equações de von Karman da placa sujeita a grandes deformações. Blanc [90] assumiu que a resistência da placa resulta da existência de duas faixas laterais que suportam toda a carga, caindo-se desta forma no conceito de largura efectiva. Faulkner *et al.* [91] previram a resistência máxima da placa, a qual corresponde ao caso em que as faixas laterais se encontram sujeita à tensão de cedência, tendo obtido a expressão:

$$\phi_y = \frac{0,9}{\beta^2} + \frac{1,9}{\beta\alpha} \left(1 - \frac{0,9}{\beta^2} \right) \quad (91)$$

Esta expressão, baseada na solução elástica da placa infinita a que corresponde a primeira parcela do segundo membro, equação (87), apresenta a novidade de considerar o acréscimo de resistência resultante do suporte dado pelos topos apoiados, segunda parcela.

A expressão (91) foi aperfeiçoada por Valsgard [92] mantendo o mesmo tipo de interpretação. Considerou explicitamente a existência das duas componentes principais, uma resultando da resistência das faixas laterais que é tipicamente uma placa quadrada e outra devida à resistência da zona central. Segundo o mesmo autor, a resistência da placa quadrada deve ser estimada pela fórmula de Faulkner, equação (5), e a contribuição da zona central foi extrapolada dos resultados obtidos num estudo paramétrico em placas 3:1, utilizando os métodos das diferenças finitas e dos elementos finitos. A expressão final resultou em:

$$\phi_y = \frac{\phi_x}{\alpha} + 0,08 \left(1 + \frac{1}{\beta^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha} \right) \quad (92)$$

A outra grande vantagem da equação de Valsgard, além da qualidade do modelo utilizado, resulta da continuidade da resistência transversal desde a placa infinitamente longa até à placa quadrada, condição importante pois não existe mudança significativa do modo de colapso neste domínio. Como grandes desvantagens apontam-se a dependência do termo que rege a resistência da parte central da placa da fórmula de previsão de resistência da placa quadrada escolhida, a fiabilidade da hipótese de que a soma das duas contribuições laterais representam efectivamente uma placa quadrada, além dos comentários levantados por Guedes Soares [93] quanto aos valores numéricos encontrados para a resistência das placas quadradas os quais são demasiado optimistas.

Esta interpretação da resistência transversal é especialmente adequada à análise de placas com razão de dimensões superiores a 2. Para placas com α entre 1 e 2, Guedes Soares e Faulkner [72] estimaram a resistência através da introdução de um factor redutor R_α a aplicar à resistência da placa quadrada, ϕ_x dada pela equação (5):

$$\begin{aligned} R_\alpha &= 1 + (0,55 - 0,16\beta\alpha)(1 - 1/\alpha) \\ \phi_{x\alpha} &= \phi_x \cdot R_\alpha \end{aligned} \quad (93)$$

Da análise dos resultados numéricos e de testes disponíveis [67,92,94-96], num total de trinta e dois ensaios, Guedes Soares e Gordo [93] concluíram que o modelo apresentado por Valsgard necessitava de algumas correcções o que

concretizaram através da introdução de um factor de modelação que incluía como parâmetros principais a esbelteza e a razão de dimensões e que vale:

$$B_y = 0,589 + 0,130\alpha + 0,252\beta - 0,069\alpha\beta \quad (94)$$

tendo o desvio padrão dos erros na previsão de resistência baixado de 16% para 7% aplicável a placas com razão de dimensões entre 2 e 5.

3.2 Estudos preliminar sobre a resistência transversal última

A equação (94), que representa o factor de modelação que afecta a equação de Valsgard, foi obtida através da compilação e tratamento dos resultados existentes, quer numéricos quer experimentais, à data de execução, 1992 e 1993.

Os resultados experimentais disponíveis são originários dos trabalhos de Becker e colaboradores [67,94] e Bradfield e Porter [96] num total de 20 ensaios.

Os primeiros são ensaios em pequenos caixões de secção quadrada em que as bainhas não carregadas de cada uma das quatro placas constituintes do caixão estava livre, sofrendo unicamente a influência da placa adjacente. Esta condição fronteira não é claramente definida e os resultados repercutem esse facto de alguma forma; pode-se classificar para todos os efeitos esta condição fronteira de não restringida, permitindo deslocamentos relativos no plano dos pontos do mesmo bordo. O que é talvez mais grave nas condições fronteira de cada uma das placas é a falta de garantia de ausência de deslocamento fora de plano das bainhas. A resistência medida é por outro lado a resistência de quatro placas funcionando em conjunto e induzindo momentos e rotações mutuamente através de um ângulo de 90°. A vantagem deste tipo de ensaios reside na sua simplicidade de execução e é concerteza mais representativo de painéis contínuos do que os ensaios em placas simples, apesar dos problemas com os deslocamentos fora do plano da placa nos bordos.

Os ensaios em placas simples de que são exemplos os segundos mencionados [96] apresentam dificuldades não menos importantes na garantia das condições fronteira correctas dada a distribuição discreta dos apoios. Dos oito ensaios disponíveis de Bradfield em placas simples somente quatro correspondem

a placas carregadas transversalmente sendo os restantes relativos a placas quadradas.

O total de ensaios disponíveis é de 20 o que mostra a escassez de informação para este tipo de carregamento e para a cobertura de uma vasta gama de esbelteza e razões de dimensões.

Os resultados numéricos disponíveis devem-se a Dowling et al. [95] e a Valsgard [92]. O trabalho de Dowling diz respeito a placas com carregamento biaxial podendo-se obter alguns resultados no caso particular de placas carregadas unicamente em compressão transversal. O estudo de Valsgard é orientado exclusivamente para placas carregadas transversalmente e surgiu da necessidade de definir a resistência transversal de placas como factor importante na perspectiva mais vasta de definir a resistência de placas sob carregamento complexo [75].

3.3 Estimativa da Resistência Última

O estudo da resistência transversal última de placas simplesmente apoiadas com os lados adjacentes restringidos utilizou o mesmo programa de elementos finitos que foi usado no estudo da resistência longitudinal de placas, isto é, o PANFEM. Tentou-se cobrir a maior gama possível da esbelteza e razão de dimensões considerando imperfeições iniciais razoáveis.

A gama de esbelteza coberta vai de 0,85 a 4,25 e a razão de dimensões varia entre 2 e 5. As imperfeições iniciais foram escolhidas de maneira que o modo de colapso da placa seja coincidente com o modo de instabilidade elástica corresponde à tensão crítica mínima (meia onda nas direcções transversal e longitudinal). A amplitude adimensionalizada pela espessura é sensivelmente de $0,1\beta^2$ com um coeficiente de variação de 0,23, mas todas as placas têm componentes em mais do que uma sinusóide, Anexo B. Os valores maiores deste parâmetro foram escolhidos em cada grupo de razão de dimensões para a esbelteza menor e os mínimos para a esbelteza maior. A variabilidade é menor em cada grupo de placas com a mesma esbelteza. Não foram consideradas tensões residuais.

Resistência Transversal de Placas

A Tabela 5 resume as características geométricas principais, imperfeições iniciais e a resistência transversal correspondente. A última coluna da Tabela dá indicação do nível de tensão na direcção perpendicular ao carregamento devido à restrição dos topos.

A Tabela 5 está organizada por grupos de placas com a mesma razão de dimensões e dentro de cada grupo por esbelteza crescente de forma a evidenciar a grande redução de resistência com a esbelteza e a redução mais suave com a razão de dimensões.

Nome	α	β	$w_m/(t\beta^2)$	$\varepsilon_u/\varepsilon_o$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}
T200820B	2	0,85	0,154	0,971	0,861	0,241	+0,280
T201740B	2	1,69	0,075	1,067	0,509	0,036	+0,071
T202820B	2	2,82	0,092	>1,519	0,356	-0,103	-0,289
T203420B	2	3,38	0,077	>1,568	0,329	-0,127	-0,386
T204220B	2	4,23	0,062	>1,601	0,304	-0,148	-0,488
T250820C	2,5	0,85	0,134	0,938	0,804	0,230	+0,286
T251720C	2,5	1,69	0,101	1,119	0,439	0,030	+0,068
T252820C	2,5	2,82	0,080	>1,610	0,301	-0,083	-0,276
T253420C	2,5	3,38	0,084	>1,553	0,271	-0,107	-0,395
T254220C	2,5	4,23	0,081	>1,588	0,246	-0,126	-0,512
T300830C	3	0,85	0,114	0,915	0,767	0,224	+0,292
T301730C	3	1,69	0,129	1,026	0,416	0,050	-0,120
T302830C	3	2,82	0,103	>2,428	0,262	-0,095	-0,364
T303430C	3	3,38	0,086	>2,540	0,241	-0,129	-0,536
T304230C	3	4,23	0,098	>2,730	0,217	-0,143	-0,660
T400820A	4	0,85	0,113	0,876	0,738	0,222	+0,301
T401720A	4	1,69	0,098	1,064	0,358	0,051	+0,142
T402820A	4	2,82	0,078	>1,557	0,219	-0,048	-0,220
T403420A	4	3,38	0,081	>1,618	0,191	-0,080	-0,420
T404220A	4	4,23	0,078	>1,545	0,165	-0,077	-0,467
T500820A	5	0,85	0,122	0,818	0,718	0,217	+0,302
T501720A	5	1,69	0,105	1,027	0,330	0,056	+0,170
T502820A	5	2,82	0,084	>1,500	0,194	-0,027	-0,139
T503420A	5	3,38	0,088	>1,570	0,166	-0,044	-0,266
T504220A	5	4,23	0,084	>1,515	0,142	-0,054	-0,382
Média	3,30	2,59	0,096	1,449	0,382	-	-
COV	0,33	0,47	0,226	0,351	0,580	-	-

Tabela 5 Resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e tensão longitudinal correspondente devido à restrição do movimento nos topos. Detalhes disponíveis no Anexo B.

Um dos aspectos que sobressai da análise da quinta coluna é o facto da extensão a que se dá o colapso aumentar com a esbelteza e diminuir com a razão de dimensões para $\beta < 2,82$; para $\beta > 2,82$ a função $\sigma(\varepsilon)$ é monótona crescente no domínio analisado, o qual é $0 \leq \bar{\varepsilon} \leq 2,5$ para $\alpha=3$ e $0 \leq \bar{\varepsilon} \leq 1,5$ para as restantes razões de dimensões. Os valores indicados na tabela correspondem, neste último caso, ao último ponto de cada curva. Convém, no entanto, realçar que o declive das curvas nesta zona é virtualmente nula, podendo, portanto, cada um destes pontos ser considerado como o máximo.

É ainda evidente que o estado de tensão na direcção perpendicular ao carregamento pode atingir valores relativos bastante elevados, contrariamente ao que se constatava na resistência longitudinal onde estas tensões eram normalmente baixas relativamente à componente principal. A tensão na direcção longitudinal pode atingir valores superiores a 50% em tracção da tensão transversal de compressão aplicada para esbelteza superior a 2,8 ou níveis da ordem de grandeza do coeficiente de Poisson para placas muito espessas.

Para efeito da determinação da resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e restringidas foi considerado unicamente a tensão na direcção do deslocamento imposto, coluna 6, tendo-se tratado estes dados para estabelecer a sua dependência de α e β . A fórmula encontrada foi:

$$\phi_y = \frac{0,463}{\alpha} + \frac{0,248}{\beta} + \frac{0,241}{\beta^2} \quad (95)$$

a qual apresenta um coeficiente de correlação de 0,997 e um COV de 0,06. Apesar de este nível de correlação poder ser considerado muito bom é ainda possível melhorá-lo, reduzindo inclusivamente o número de termos da equação. Basta para tal considerar que a resistência das placas muito espessas é dado por $\beta=1$, isto é, a contribuição da esbelteza para a resistência transversal é constante para $\beta < 1,0$ devendo ser utilizado o valor $\beta=1$. Esta aproximação é perfeitamente aceitável para efeito de utilização em códigos de projecto nos quais o acréscimo de resistência acima da tensão de cedência resultantes da biaxialidade de tensões é sempre desprezado. Resulta então:

$$\phi_y = \frac{0,561}{\alpha} + \frac{0,593}{\beta^2} \quad (96)$$

com $R=0,999$ e um COV de 2,1%.

A correlação entre a fórmula (96) e os valores obtidos numericamente para a resistência transversal estão representados graficamente na Figura 60 sendo evidente a excelente correlação já salientada através do factor de correlação atrás indicado.

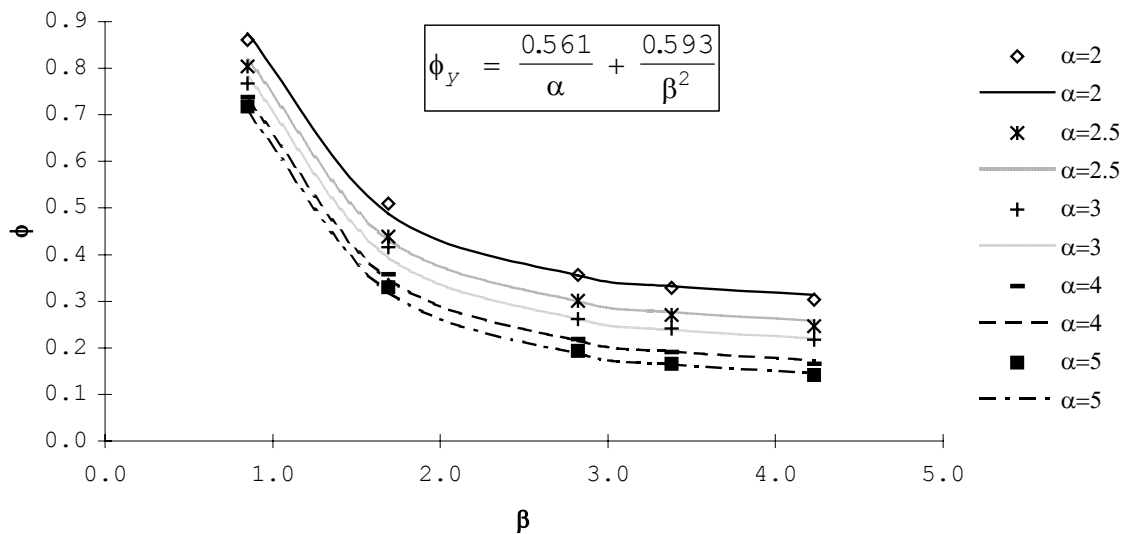


Figura 60 Representação gráfica da resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e restringidas segundo a equação (96) e sua comparação com os pontos obtidos numericamente por elementos finitos.

O facto mais surpreendente nestas fórmulas é, no entanto, a independência entre as contribuições de α e β . Da análise da equação (88) não é possível identificar um desacoplamento perfeito entre a esbelteza e a razão de aspecto, o mesmo se podendo dizer relativamente às fórmulas de Valsgard, eq. (92), ou Faulkner, eq. (91).

A resistência máxima possível é obtida para placas quadradas e espessas, $\alpha=1$ e $\beta<1$, sendo o seu valor 15,4% superior à tensão de cedência, valor este que confirma o valor obtido para a previsão da resistência longitudinal para placas espessas e restringidas.

Esta fórmula deve ser entendida como representativa da resistência mínima das placas simplesmente apoiadas e restringidas sujeitas a carregamento

transversal no plano, já que foi estimada utilizando imperfeições iniciais correspondentes ao modo de colapso crítico. Numa das secções seguintes serão analisadas as consequências da predominância de outros modos das imperfeições geométricas iniciais na resistência.

3.3.1 Sobre desacoplamento entre a esbelteza e a razão de dimensões

Como foi referido anteriormente as fórmulas tradicionais de resistência transversal limite apresentam um acoplamento entre a esbelteza e a razão de dimensões, o qual não é evidenciado pela fórmula aqui proposta, equação (96).

No caso da equação (92) de Valsgard o acoplamento resulta da construção do modelo que considera linhas de colapso perfeitamente estabilizadas, constituídas por cinco linhas de cedência, quatro das quais se desenvolvem a partir de cada um dos cantos da placa fazendo um ângulo de 45° relativamente aos bordos e a quinta unindo as intersecções entre cada duas linhas de cedência junto aos topos, Figura 61.

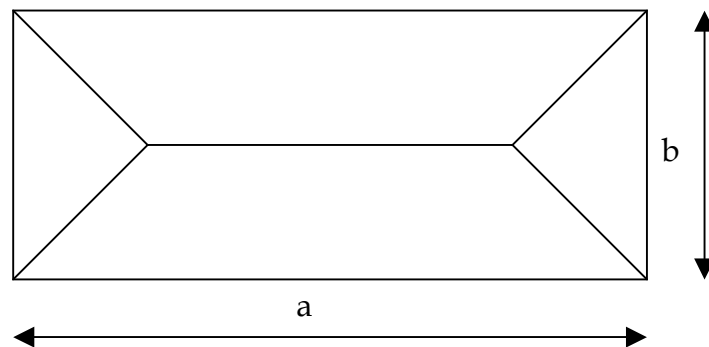


Figura 61 Linhas de cedência no modelo de Valsgard.

Desta forma a contribuição da zona central da placa para a resistência aumenta com a razão de dimensões já que as dimensões das zonas laterais se mantém inalteradas com o aumento daquele parâmetro tendo sempre uma largura igual a $b/2$. Como a resistência da zona central depende também da esbelteza, o resultado final é um acoplamento entre a razão de dimensões e a esbelteza na previsão da resistência transversal de placas simplesmente apoiadas e restringidas.

Com a fórmula actualmente proposta, equação (96), o desacoplamento

obriga que as zonas mais resistentes junto aos topos tenham uma largura variável com a razão de dimensões da placa em resultado da variação do suporte dado pela parte central da placa. Dito de outra forma, em placas com razão de dimensões próximas da unidade o apoio oferecido pelo centro às zonas laterais é bastante grande até pela dificuldade em se desenvolverem grandes deformações; em placas longas este apoio é reduzido e desenvolvem-se maiores deformações permanentes. O resultado final tende para um desacoplamento entre a contribuição dos dois parâmetros; o primeiro termo parece apontar para a contribuição das zonas laterais agora com largura variável enquanto o segundo termo dependente da esbelteza aponta para a resistência associada ao momento plástico desenvolvido em colapso.

3.4 Tensão longitudinal induzida pela compressão transversal

Como foi mostrado na Tabela 5, a tensão na direcção perpendicular à tensão aplicada de compressão transversal não é nula devido à restrição ao movimento dos topos da placa e varia bastante em função da esbelteza e da razão de dimensões.

A variação da tensão perpendicular ao carregamento com a esbelteza é do mesmo tipo da identificada para a resistência longitudinal e é justificada da mesma forma através do equilíbrio entre as acções contrárias resultantes do efeito de Poisson e do aumento das deformações com o carregamento. É evidente da Figura 62 que o equilíbrio entre estas duas acções opostas se atingem para valores da esbelteza entre 2 e 2,5 quando os alongamentos médios são uma vez e meia o alongamento compressivo de cedência, valor máximo utilizado na análise de todas as razões de dimensões exceptuando $\alpha=3$.

Para esta última razão de dimensões o alongamento foi de duas vezes e meia o alongamento de cedência, entrando-se bem na zona de grandes deformações plásticas o que conduz a privilegiar as forças de tracção resultantes das grandes deformações em detrimento das de compressão resultantes do efeito de Poisson. Globalmente obtêm-se tensões algebricamente mais baixas, apesar da estacionaridade da tensão transversal, o que justifica as anomalias aparentes de

comportamento das placas $\alpha=3$, nas Figuras seguintes.

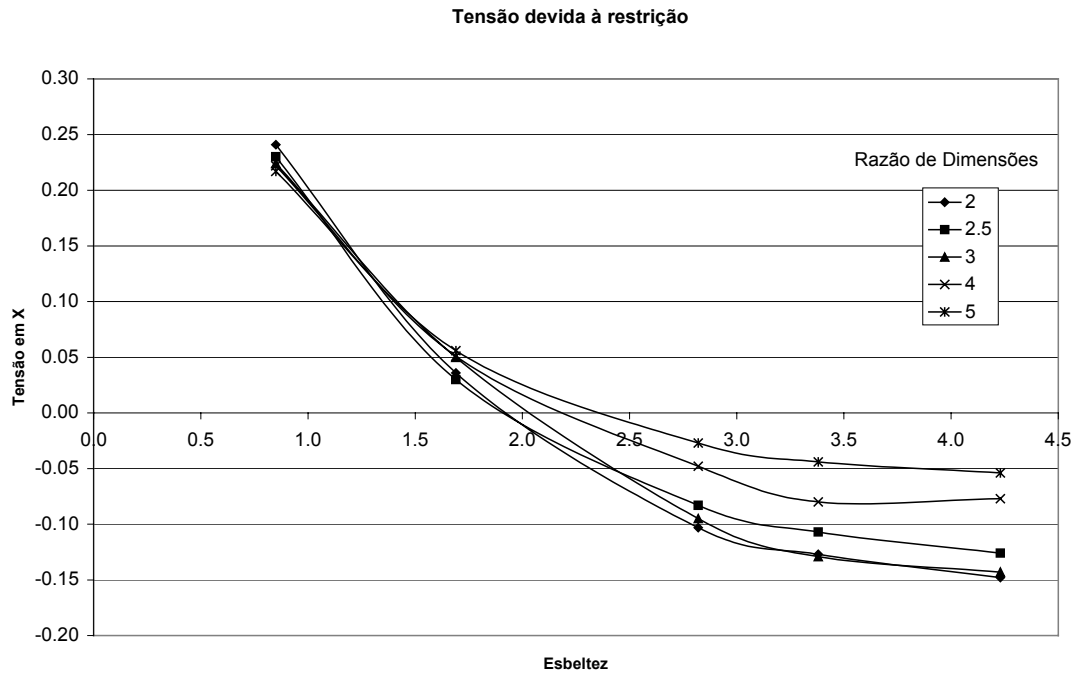


Figura 62 Tensão perpendicular (longitudinal) resultante do carregamento transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da esbelteza.

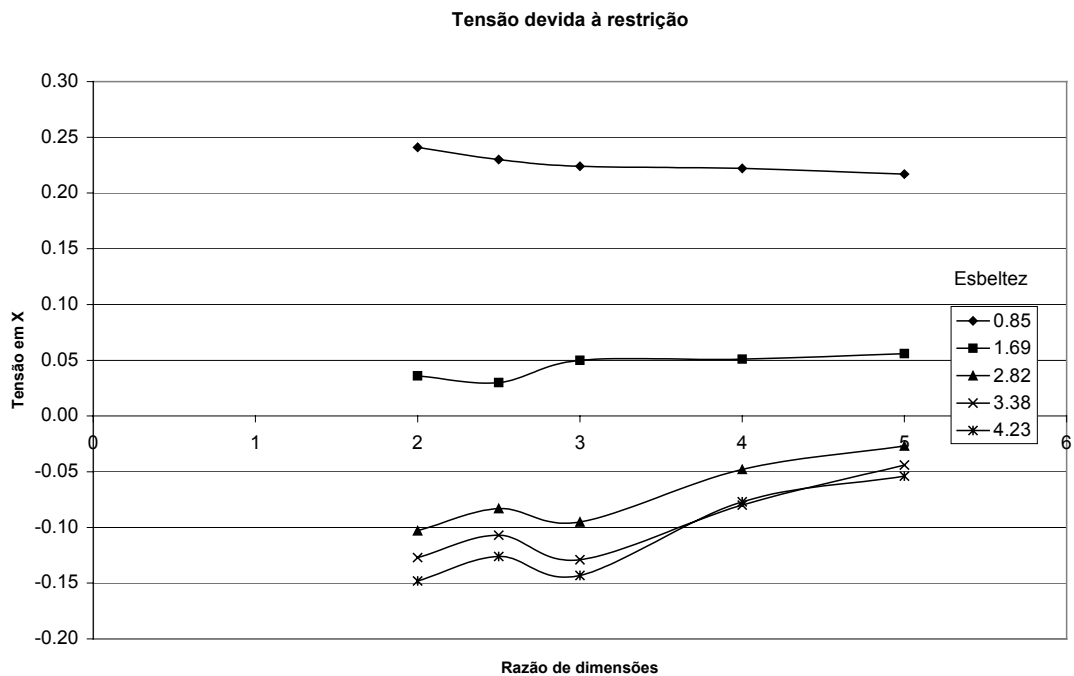


Figura 63 Tensão perpendicular (longitudinal) resultante do carregamento transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da razão de dimensões.

As variações da tensão perpendicular correspondente à tensão máxima

transversal com a razão de dimensões, Figura 63, são muito menos importantes do que com a esbelteza, assistindo-se a uma estacionaridade nas placas espessas em que esta tensão é de compressão e para as quais as deformações fora do plano nunca atingem valores elevados.

Para as placas esbeltas e a β constante existe uma ligeira diminuição das tensões perpendiculares de tracção com a razão de dimensões. Esta diminuição é justificada pelo aumento percentual do corpo deformado paralelo com a razão de dimensões, não contribuindo esta zona para o desenvolvimento suplementar de tensões de tracção devido à manutenção do comprimento das fibras longitudinais em que a curvatura é virtualmente nula.

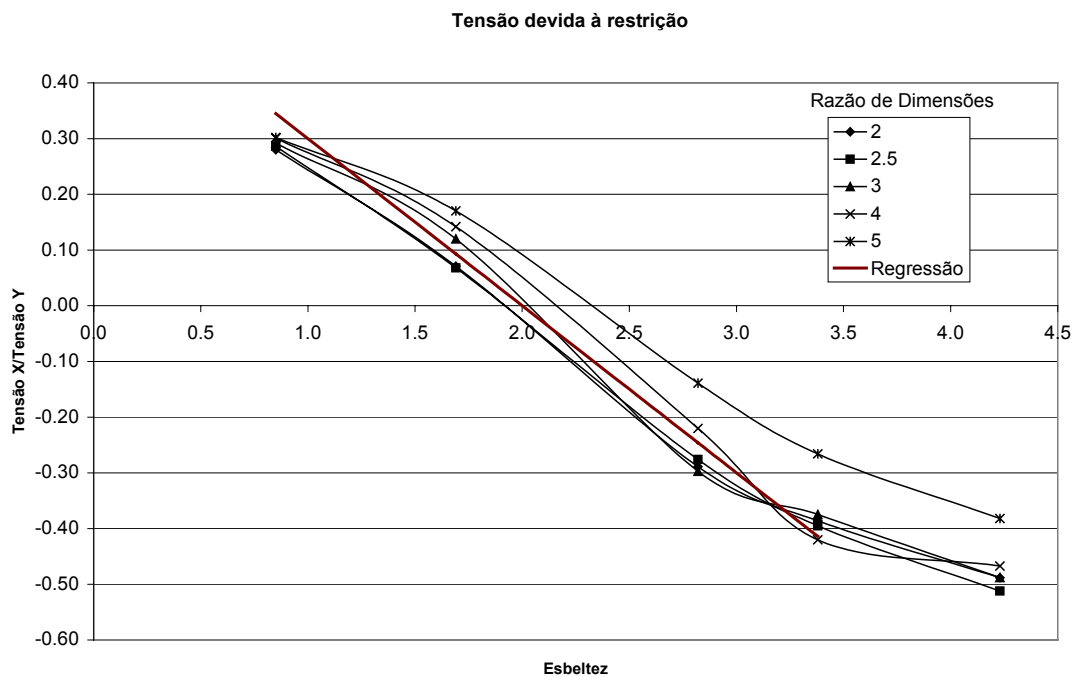


Figura 64 Tensão perpendicular (longitudinal) normalizada pela tensão máxima aplicada transversal em placas simplesmente apoiadas e restringidas em função da razão de dimensões.

Procedendo ao cálculo da grandeza relativa da tensão perpendicular longitudinal induzida relativamente à tensão de compressão aplicada, Figura 64, conclui-se que existe uma dependência linear predominante. Além disso a tensão induzida pode ser bastante elevada comparativamente à tensão aplicada na fase de colapso. A dependência pode ser expressa por:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = 0,6 - 0,3 \cdot \beta \quad (97)$$

Esta expressão é válida para $\beta < 3,4$ e $\alpha < 4$ e mostra a natureza biaxial do estado de tensões na placa apesar do deslocamento imposto ser axial.

Constata-se ainda algum desvio ao padrão nas placas de razão de dimensões 5 e uma tendência para estabilizar a relação num valor mínimo de -0,5 em placas com esbelteza superior ao limite indicado. Para placas muito espessas a relação entre as duas tensões médias tende a estabilizar em torno do +30%, cuja ligação ao coeficiente de Poisson elástico é evidente na Figura 68 da secção 3.6.1 para uma placa de esbelteza 0,85 e $\alpha=2$. A situação é semelhante para as outras razões de dimensões.

O valor mínimo encontrado para placas muito esbeltas é obtido numa fase dominada por deformação plástica pelo que o valor de referência será o coeficiente de Poisson plástico, o qual é 0,5 em resultado da constância volumétrica com a deformação plástica.

Com as duas expressões apresentadas, equações (96) e (97), é possível definir claramente o estado de tensões na fase de colapso em placas carregadas transversalmente, restringidas e modo de colapso crítico, $m=n=1$. Esta última condição inclui todas as placas com imperfeições iniciais de modo fundamental predominante, sendo no entanto mais lata, abrangendo placas com predominância de outros modos que degeneram nesta configuração devido ao carregamento.

3.5 Curvas tensão extensão médias

O modelo adoptado anteriormente [86] segue a linha usada para a resistência longitudinal, considerando que o estado de tensão média da placa é:

$$\phi_{at} = \phi_e \cdot \phi_{wt} \quad (98)$$

A largura efectiva da placa é dada, para cada estado de tensão no bordo, por:

$$\phi_{wt} = \frac{\phi_w}{\alpha} + \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \phi_i \quad (99)$$

onde ϕ_i representa a resistência da parte central da placa, que segundo Valsgard é dada por:

$$\phi_i = 0,08 \cdot \left(1 + \frac{1}{\beta^2}\right)^2 \quad (100)$$

enquanto ϕ_w não é mais do que a equação (5).

Aplicando um método semelhante ao descrito sucintamente acima é possível definir as curvas tensão extensão mínimas, caracterizadoras do comportamento das placas em toda a gama de extensões, utilizando a equação (96) em vez das equações (90) e (91) e definido a esbelteza associada ao carregamento tal como foi feito para a resistência longitudinal. No entanto, a utilização directa da equação (96) no método proposto origina curvas com máximos a uma extensão normalizada de 1 e alguma perda de resistência para alongamentos maiores, o que não está totalmente de acordo com as curvas obtidas por elementos finitos para placas carregadas transversalmente e restringidas, tal como se pode ver nas curvas da secção final deste capítulo. Estas últimas apresentam uma natureza assintótica para a maioria da gama de esbelteza nominal e razão de dimensões consideradas no estudo paramétrico, só se notando uma descarga ténue em placas espessas ou muito espessas ($\beta < 1,7$). Esta gama de esbelteza em que se dá descargamento pós carga máxima coincide com a gama de esbelteza em que se dá a maior variação da resistência máxima, como se pode observar na Figura 60.

A natureza assintótica das curvas tensão extensão transversal imposta é consequência directa do facto da extensão real ser inferior ao alongamento imposto devido ao desenvolvimento de grandes deformações perpendiculares ao plano gerador da placa por ampliação das imperfeições iniciais. Esta ampliação reduz o encurtamento real e pontual da placa especialmente na região central, deferindo o máximo da curva para alongamentos impostos cada vez maiores. As consequências em termos de resistência não são graves porque a tensão máxima transversal se mantém praticamente inalterada a partir do alongamento de cedência em compressão.

Três soluções se apresentam possíveis, mantendo o objectivo de prever a

curva tensão alongamento através de fórmulas empíricas simples e eficazes:

- a) comparar as curvas geradas por elementos finitos e as resultantes do método aproximado e verificar se os desvios nas gamas de pré e pós colapso são aceitáveis com base na explicitação anterior e tomando como bom o modelo;
- b) na eventualidade dos desvios no regime posterior à resistência máxima estarem desajustados e toda a curva até ao alongamento unitário ser aceitável, considerar uma resistência constante a partir do alongamento unitário imposto;
- c) se o comportamento em regime de pré colapso se encontrar desajustado devido ao desenvolvimento de grandes deformações em placas esbeltas, resta indexar o alongamento imposto de colapso à esbelteza, aumentando-o relativamente ao alongamento de cedência do material e fazendo coincidir o módulo estrutural tangente da placa na fase inicial de compressão, isto é, na região de pré cedência.

A Figura 65 compara as curvas tensão alongamento compressivo de placas simplesmente apoiadas restringidas lateralmente de razão de dimensões igual a 2, obtidas por elementos finitos e aplicando o método descrito, a) e b). Consideram-se quatro valores da esbelteza da placa, 0,85, 1,69, 2,82 e 4,23, correspondentes a placas espessas, semi-espessas, esbeltas e muito esbeltas.

Relativamente à opção a) do método descrito, isto é, aplicando directamente as fórmulas sem alterações nota-se as seguintes discrepâncias:

- 1) no regime de pré colapso existem diferenças que se tendem a atenuar para alongamentos progressivamente maiores até anular ao alongamento de cedência; a previsão é pessimista para placas espessas e optimista para placas esbeltas; de resto, o módulo estrutural inicial é igual na previsão para as diferentes esbeltezas enquanto nos modelos de elementos finitos diminui com o mesmo parâmetro;
- 2) junto ao ponto de tensão máxima as curvas são praticamente coincidentes;

- 3) a previsão de descarga após o alongamento de cedência previsto pelo método é excessiva em placas espessas e sem grande efeito para placas muito esbeltas pelo que as curvas resultantes da opção b) se apresentam como mais credíveis, pelo que se adopta o modelo de tensão constante a partir de atingida a carga máxima.

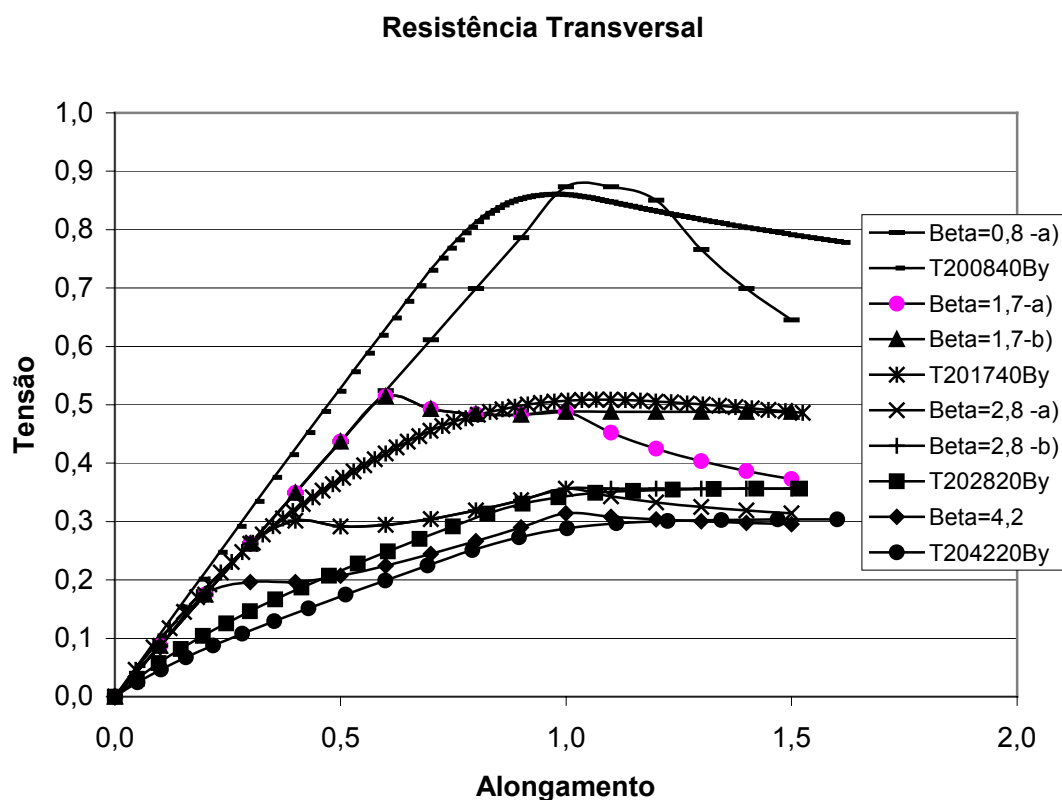


Figura 65 Comparação entre as curvas tensão alongamento prevista pelo método proposto e as obtidas por elementos finitos para placas restringidas, comprimidas transversalmente e de razão de dimensões 2.

A opção c) mostrou-se praticamente inviável por afectar a parte de colapso das curvas que é a zona mais importante. O desajustamento inicial é consequência de se estar a utilizar a fórmula de resistência última como aplicável a toda a gama de extensões e esta fórmula ser constituída por duas parcelas em que uma delas, a primeira, não vai estar dependente do estado de carga.

A importância desta primeira parcela não é sempre a mesma ao longo do processo de carga, devendo estar bastante ligada ao desenvolvimento e valor das deformações da chapa a qual obviamente depende também da esbelteza. Daí resultam os desvios no início do carregamento entre a previsão e a 'realidade'.

Os desvios encontrados nas curvas de previsão encontram-se totalmente dentro dos limites de variabilidade das curvas de resistência transversal obtidas através de elementos finitos em que grandes diferenças de resistência e módulo estrutural estão presentes dependentes do modo das imperfeições iniciais, tal como é mostrado na Figura 66 para uma placa semi-espessa de razão de dimensões 2.

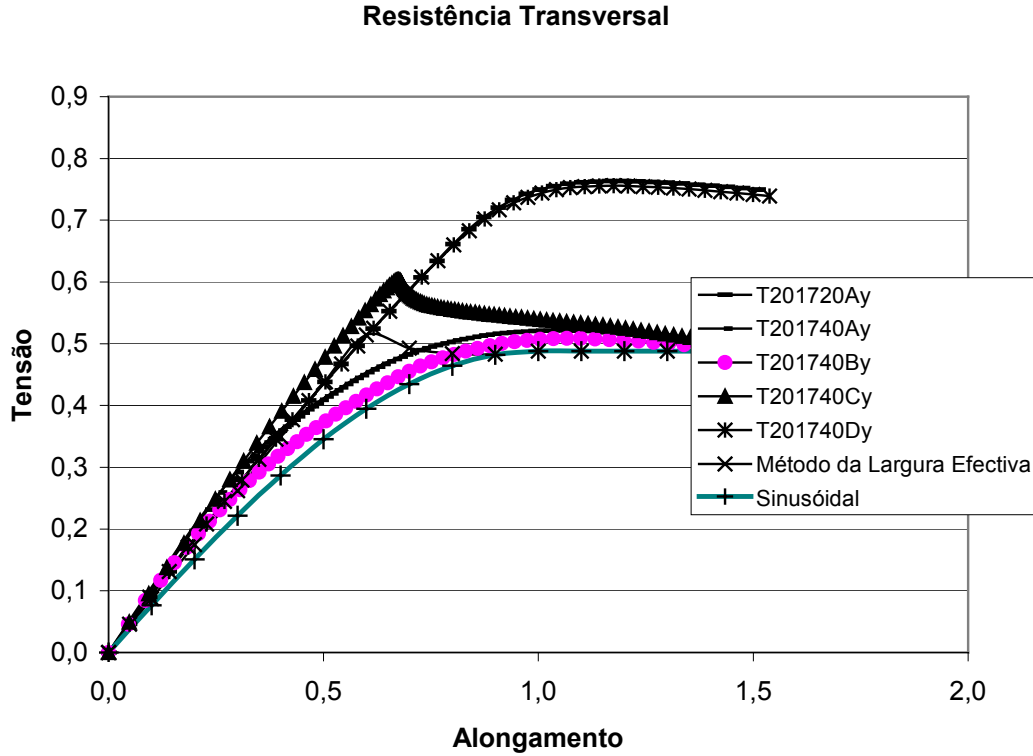


Figura 66 Curvas de comportamento de placas de razão de dimensões 2 e esbelteza 1,69.

Uma aproximação melhor no regime de pré colapso é obtida através da utilização de uma função sinusoidal com amplitude igual ao valor da resistência máxima e comprimento de onda quadruplo do alongamento compressivo de cedência e considerando a resistência constante a partir da extensão de cedência, Figura 67.

Matematicamente essa aproximação é dada por:

$$\begin{aligned} \phi_t(\bar{\varepsilon}) &= \phi_{ut} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} \bar{\varepsilon}\right) \quad \text{para } \bar{\varepsilon} < 1 \\ \phi_t(\bar{\varepsilon}) &= \phi_{ut} \quad \text{para } \bar{\varepsilon} > 1 \end{aligned} \quad (101)$$

Esta aproximação sinusoidal apresenta-se ligeiramente optimista do ponto

de vista da resistência em pré colapso nas placas espessas e pessimista em placas esbeltas. No entanto as diferenças não são apreciáveis pelo que as curvas assim obtidas poderão ser consideradas uma alternativa credível ao método descrito.

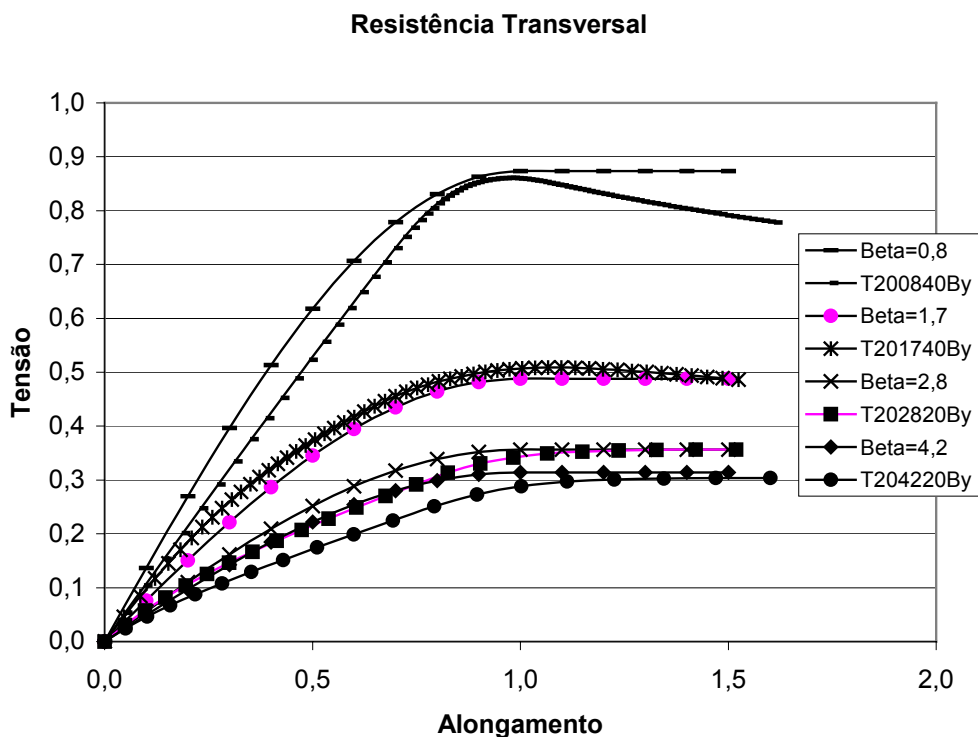


Figura 67 Comparação entre as curvas tensão alongamento e a aproximação sinusoidal para placas simplesmente apoiadas, restringidas e carregadas transversalmente de razão de dimensões 2.

Convém realçar que estas curvas terão aplicabilidade reduzida nos estudos a desenvolver relacionados com a resistência longitudinal do navio, já que a maior parte dos navios modernos possui uma estrutura longitudinal, pelo que os elementos placa também estarão carregados longitudinalmente, se considerarmos unicamente o momento flector. Aparecem sempre, no entanto, alguns elementos nomeadamente em escoas, cuja alma é tão larga que a placa que a constitui é tipicamente uma placa carregada transversalmente, mas a contribuição destes para o momento resistente é sempre reduzida porque a área envolvida é pequena e a posição pouco relevante para o momento resistente.

3.6 Influência das imperfeições geométricas iniciais

Nas secções anteriores tratou-se a resistência transversal de placas

considerando a influência dos dois principais parâmetros, esbelteza e razão de dimensões. Conhecendo estes dois parâmetros pode-se prever toda a curva de comportamento de placas comprimidas transversalmente desde que a forma das imperfeições iniciais tenha um modo fundamental dominante, isto é, $m=1$ e $n=1$, o qual conduz à resistência última mínima da placa. Nestas condições a amplitude das imperfeições não é importante.

Nos casos em que o modo dominante das imperfeições iniciais é diferente do fundamental o comportamento da placa pode mudar radicalmente apesar de a resistência última poder ser a mesma em alguns casos. Por tal razão investigou-se a influência do modo dominante das imperfeições iniciais no comportamento de placas carregadas transversalmente para cada grupo de razão de dimensões.

3.6.1 Razão de Dimensões $\alpha=2$

A variação das imperfeições geométricas iniciais e do modo dominante associado (Tabela 6) para cada esbelteza provoca variações de resistência que podem ser muito acentuadas (Tabela 7).

Identif.	β	d_m/t	$d_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{12}	a_{22}
T200820B	0,85	0,1101	0,1541	1,0	0,25	-	-
T201740B	1,69	0,2131	0,0746	1,0	0,2	0,2	0,1
T202820B	2,82	0,7338	0,0923	2,0	0,5	-	-
T203420B	3,38	0,8805	0,0771	2,0	0,5	-	-
T204220B	4,23	1,1007	0,0615	2,0	0,5	-	-
T201720A	1,69	0,4141	0,1450	0,1	2,0	-	-
T202820A	2,82	0,6902	0,0868	0,1	2,0	-	-
T203420A	3,38	0,8283	0,0725	0,1	2,0	-	-
T204220A	4,23	1,0354	0,0579	0,1	2,0	-	-
T201740A	1,69	0,1364	0,0478	0,5	0,2	0,2	0,1
T201740C	1,69	0,2541	0,0890	0,1	1,2	0,2	0,1
T201740D	1,69	0,4141	0,1450	0,1	2,0	0,2	0,1
T204220C	4,23	1,2774	0,0714	2,0	1,0	-	-
T204240B	4,23	1,1007	0,0615	2,0	0,5	0,2	0,1

Tabela 6 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T200820B	0,85	0,9713	0,8605	0,241	+0,280	m=1	
T201740B	1,69	1,0668	0,5086	0,036	+0,071	m=1	
T202820B	2,82	1,5189	0,3563	-0,103	-0,289	m=1	
T203420B	3,38	1,5684	0,3293	-0,127	-0,386	m=1	
T204220B	4,23	1,6011	0,3035	-0,148	-0,488	m=1	
T201720A	1,69	1,1987	0,7631	0,001	+0,001	m=2	$\phi_F=0,833$
T202820A	2,82	1,3916	0,6385	-0,145	-0,227	m=2	$\phi_F=0,583$
T203420A	3,38	0,9869	0,5615	-0,115	-0,205	m=2	$\phi_F=0,504$
		1,2966	0,3329	-0,061	-0,183	m=1	
T204220A	4,23	0,8578	0,4804	-0,120	-0,250	m=2	$\phi_F=0,417$
		1,2092	0,3008	-0,077	-0,256	m=1	
T201740A	1,69	1,0326	0,5214	0,050	+0,096	m=1	
T201740C	1,69	0,6742	0,6033	0,109	+0,181	m=2	$\phi_F=0,833$
		1,5221	0,4948	0,025	+0,051	m=1	
T201740D	1,69	1,1751	0,7557	0,009	+0,012	m=2	$\phi_F=0,833$
T204220C	4,23	1,4704	0,3030	-0,135	-0,446	m=1	
T204240B	4,23	1,4710	0,3000	-0,139	-0,463	m=1	

Tabela 7 Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

Para a razão de dimensões igual a 2 estudou-se o impacto do modo das imperfeições para diversos níveis de esbelteza: 0,85 , 1,7 , 2,8 , 3,4 e 4,2 cobrindo assim uma larga gama deste parâmetro.

3.6.1.1 Placas espessas

A placa com esbelteza igual a 0,85 sendo muito espessa apresenta-se como o caso limite da resistência de placas sujeitas à compressão transversal. A acção das imperfeições iniciais não é determinante para esta gama de esbelteza pelo que se correu unicamente um modelo com imperfeições dominantes no modo fundamental.

A curva de comportamento típico está representada na Figura 68 em conjunto com a curva da tensão média induzida nos topos restringidos. A razão entre as duas tensões, a imposta e a induzida, é igual ao coeficiente de Poisson e pode-se utilizar a lei de Hooke para estabelecer a relação entre elas.

Como factos salientes, note-se que o máximo da tensão transversal aplicada é atingido a um alongamento médio normalizado de 1 e a descarga após este

máximo é pouco acentuada.

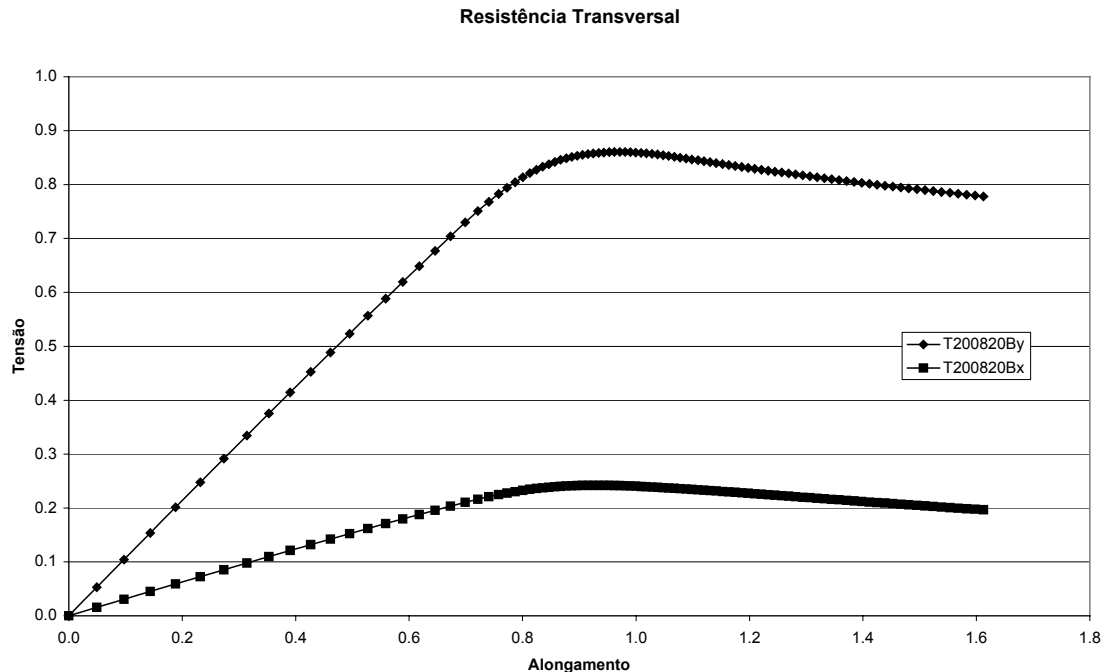


Figura 68 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais na componente fundamental, razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 0,85.

3.6.1.2 Placas semi espessas

A Figura 69 apresenta as curvas de comportamento das placas de esbelteza igual a 1,7 relacionando as duas tensões principais normalizadas com o alongamento normalizado. Analisaram placas com cinco tipos diferentes de imperfeições quer por variação da amplitude quer do modo dominante.

As placas 20A e 40D apresentam praticamente o mesmo comportamento apesar da maior complexidade das imperfeições iniciais da placa 40D. Tal deve-se ao facto da amplitude do modo dominante das imperfeições ser igual em ambas as placas. O modo dominante não coincide com o modo crítico, sendo de ordem superior, o que tem como consequência num acréscimo substancial na capacidade de carga comparativamente às placas em que o modo dominante é o crítico, como acontece nas placas 40A e 40B. A diferença entre estas últimas duas está na amplitude da imperfeição inicial crítica que é o dobro na placa 40B a que corresponde um muito ligeiro decréscimo de resistência, isto é, 0,51 versus 0,52 na

placa 40A.

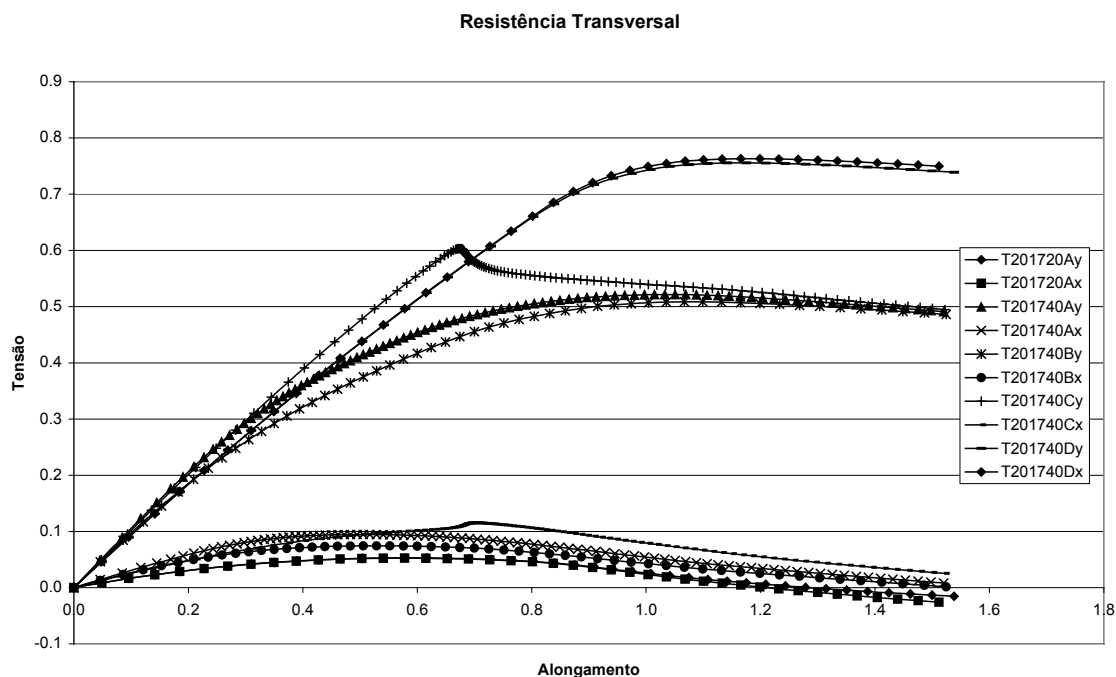


Figura 69 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 1,69.

A placa 40C é uma placa com modo dominante igual a 2 semelhante às placas 20A e 40D mas em que a razão de amplitudes entre o modo fundamental e o modo 2 baixa de 20 para 12. A redução desta razão é suficiente para gerar um comportamento intermédio desta placa relativamente ao do comportamento típico dos dois grupos anteriores, dando-se uma mudança do modo dominante de deformação a meio do carregamento e tendendo posteriormente para o comportamento da placa com modo inicial crítico ou fundamental que é coincidente em placas carregadas transversalmente.

A tensão máxima é atingida a alongamentos ligeiramente superiores ao alongamento de cedência (adimensionalizador) e a tensão média mantêm-se praticamente inalterada para alongamentos maiores, ou seja, não existe praticamente perda da capacidade de carga.

As placas com menores amplitudes absolutas das imperfeições apresentam na fase inicial de carregamento um declive maior devido ao aumento da importância do efeito de Poisson com a diminuição da amplitude das

imperfeições.

À semelhança da resistência longitudinal de placas também aqui aparecem dois grupos bastantes distintos em termos de resistência transversal em resultado do modo dominante das imperfeições iniciais. A dispersão de resultados no interior de cada grupo é no entanto muito menor na resistência transversal, podendo-se afirmar que é praticamente nula. A razão entre a resistência última de cada um dos grupos de modo de colapso é de 1,5 para esta esbelteza, isto é, as placas com modo dominante duplo do fundamental tem uma resistência 50% superior à das placas com modo dominante fundamental.

3.6.1.3 Placas esbeltas

A Figura 70 mostra o comportamento de placas com esbelteza 2,8 para dois modos dominantes diferentes mas de igual amplitude.

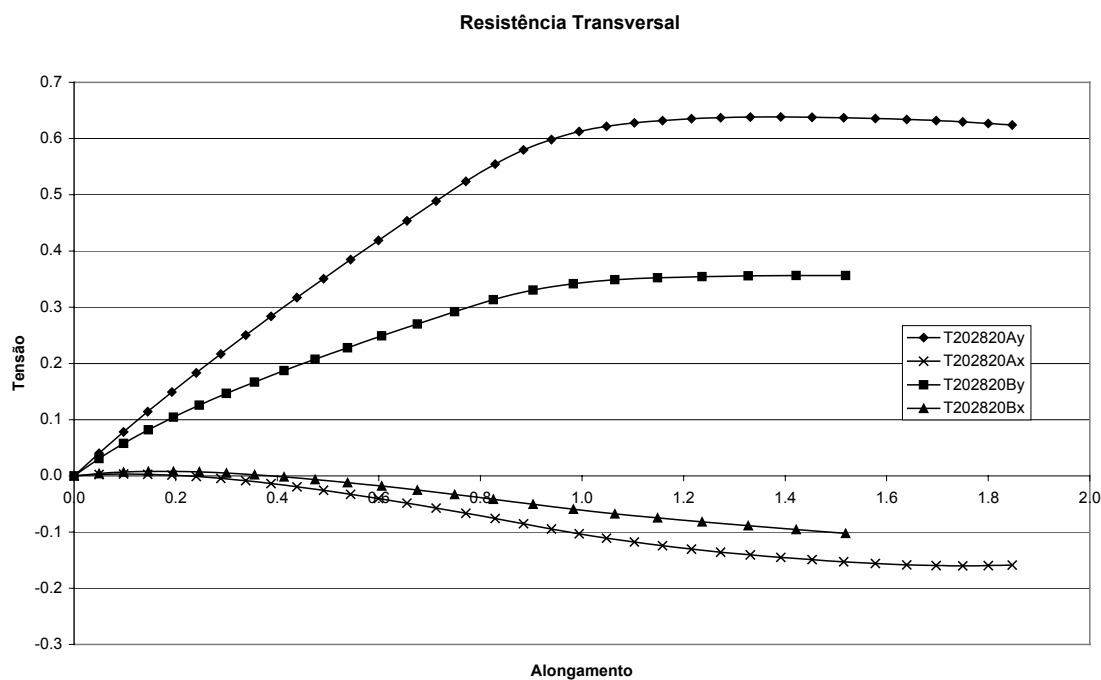


Figura 70 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 2,82.

As conclusões que se tiraram anteriormente continuam válidas, tendo a placa com colapso no modo $m=2$ uma resistência 79% superior à da placa com imperfeições no modo fundamental ($m=1$).

Para esta esbelteza a tensão longitudinal induzida é inicialmente nula tornando-se progressivamente mais negativa (tracção) à medida que a amplitude da deformada aumenta com o carregamento. Tem-se pois para esta esbelteza um equilíbrio entre as forças de compressão induzidas pelo efeito de Poisson e as forças de tracção resultantes do aumento da deformada da placa. Para esbelteza menores as primeiras dominam e para maiores ter-se-á tracção longitudinal em toda a gama de carregamento compressivo.

Constata-se também que não existe descarga da curva correspondente ao modo fundamental.

3.6.1.4 Placas muito esbeltas

Nas placas com $\beta=3,4$, Figura 71, o comportamento é qualitativamente igual ao anterior na fase inicial de carregamento.

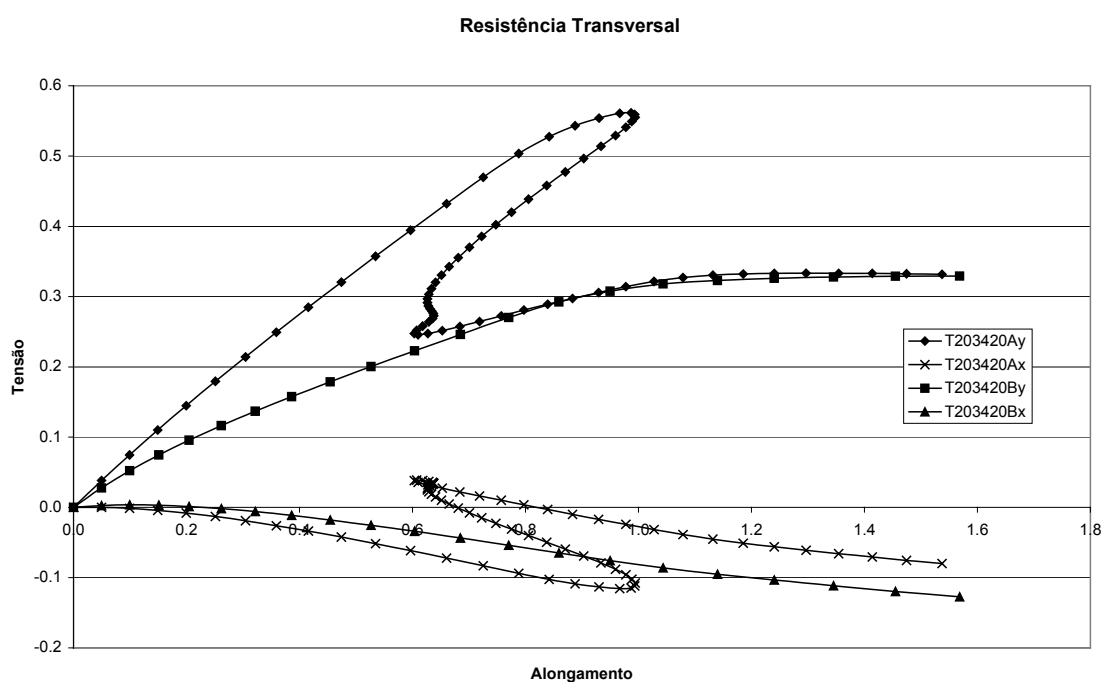


Figura 71 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 3,28.

Nota-se, no entanto, que a alongamentos próximos dos de cedência a placa com $m=2$ muda de modo de deformação, adquirindo uma deformada no modo fundamental e comportando-se a partir daí como uma placa com imperfeições

iniciais predominantes no modo 1.

As placas extremamente esbeltas de que são exemplo as apresentadas na Figura 72, têm um comportamento em tudo semelhante às anteriores mas com uma resistência inferior. A sobreposição das curvas das placas com diferentes amplitudes das imperfeições permite concluir que estas placas só são sensíveis ao modo dominante das imperfeições e não à amplitude desse modo. A diferença na resistência máxima para diferentes modos da deformada é de 60%.

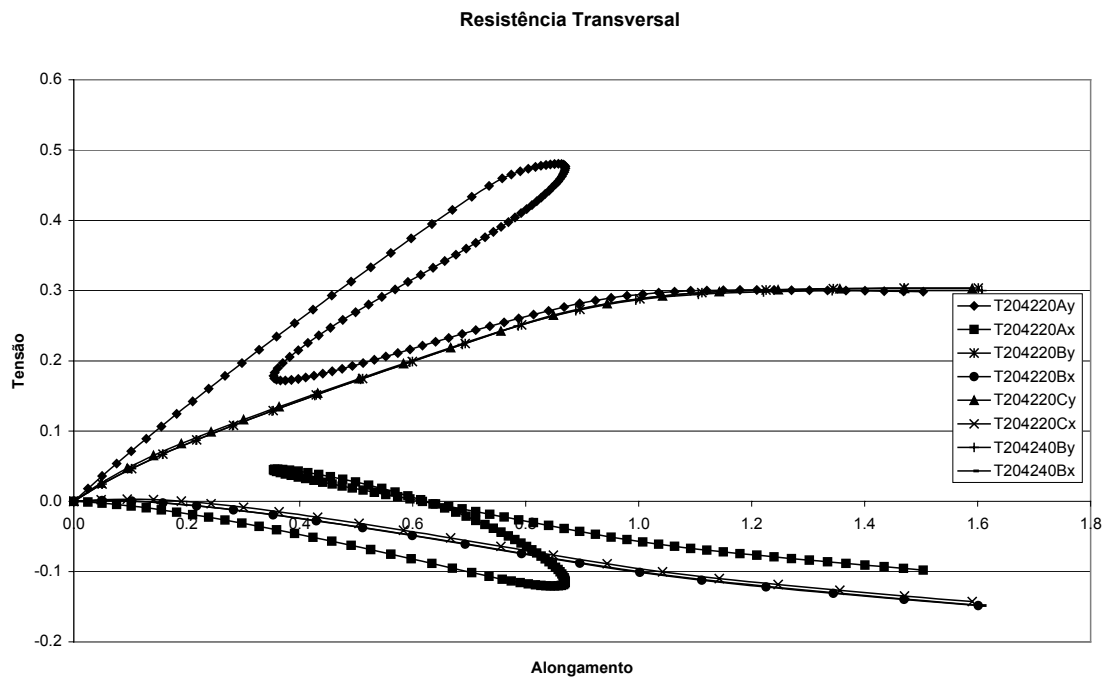


Figura 72 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, e razão de dimensões igual a 2 e esbelteza 4,23.

3.6.2 Razão de Dimensões $\alpha=2,5$

Nas placas com razão de dimensões 2,5 analisaram-se três tipos de imperfeições iniciais ($m=1, 2$ e 3) e diversos tipos de combinações entre eles. A informação sobre as componentes das imperfeições iniciais são apresentadas na Tabela 8 e os resultados obtidos na Tabela 9, onde se indicam o alongamento a que ocorre o colapso, a tensão de colapso transversal, a tensão longitudinal induzida, a razão entre estas duas e o modo de colapso.

As Figuras seguintes mostram o comportamento das placas para diferentes

níveis de esbelteza. As placas com esbelteza 0,85 (Figura 73), 1,7 (Figura 74) e 2,8 (Figura 75) tem o mesmo comportamento das placas correspondentes de razão de dimensões 2 pelo que as conclusões se aplicam na íntegra.

Identif.	β	w_m/t	$w_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}
T250820C	0,85	0,0956	0,1338	1,0	0,1	0,1
T251720C	1,69	0,2869	0,1005	1,5	0,15	0,15
T252820C	2,82	0,6375	0,0802	2,0	0,2	0,2
T253420C	3,38	0,9563	0,0837	2,5	0,25	0,25
T254220C	4,23	1,4345	0,0812	3,0	0,3	0,3
T251720A	1,69	0,3212	0,1125	0,15	1,5	-
T252820A	2,82	0,7138	0,0898	0,2	2,0	-
T253420A	3,38	1,0707	0,0937	0,25	2,5	-
T254220A	4,23	1,6061	0,0898	0,3	3,0	-
T251720B	1,69	0,3099	0,1085	0,15	0,15	1,5
T252820B	2,82	0,6886	0,0866	0,2	0,2	2,0
T253420B	3,38	1,0329	0,0904	0,25	0,25	2,5
T254220B	4,23	1,5493	0,0866	0,3	0,3	3,0

Tabela 8 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 625 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T250820C	0,85	0,938	0,8036	0,230	0,286	m=1	
T251720C	1,69	1,110	0,4390	0,030	0,068	m=1	
T252820C	2,82	1,500	0,3005	-0,083	-0,276	m=1	
T253420C	3,38	1,553	0,2710	-0,107	-0,395	m=1	
T254220C	4,23	1,588	0,2462	-0,126	-0,512	m=1	
T251720A	1,69	1,128	0,6638	0,002	0,001	m=2	
T252820A	2,82	1,541	0,5233	-0,157	-0,300	m=2	
T253420A	3,38	1,314 1,536	0,4689 0,2809	-0,153 -0,004	-0,326 -0,014	m=2 m=1	
T254220A	4,23	1,233 1,503	0,4161 0,2502	-0,157 -0,028	-0,377 -0,112	m=2 m=1	
T251720B	1,69	1,036	0,4487	0,042	0,105	m=1	
T252820B	2,82	1,465	0,3116	-0,060	-0,193	m=1	
T253420B	3,38	0,380 1,523	0,2878 0,2837	-0,014 -0,061	-0,049 -0,215	m=3 m=1	
T254220B	4,23	0,617 1,533	0,4301 0,2600	-0,065 -0,055	-0,151 -0,212	m=3 m=1	1/2 placa

Tabela 9 Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=2,5$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

Resistência Transversal de Placas

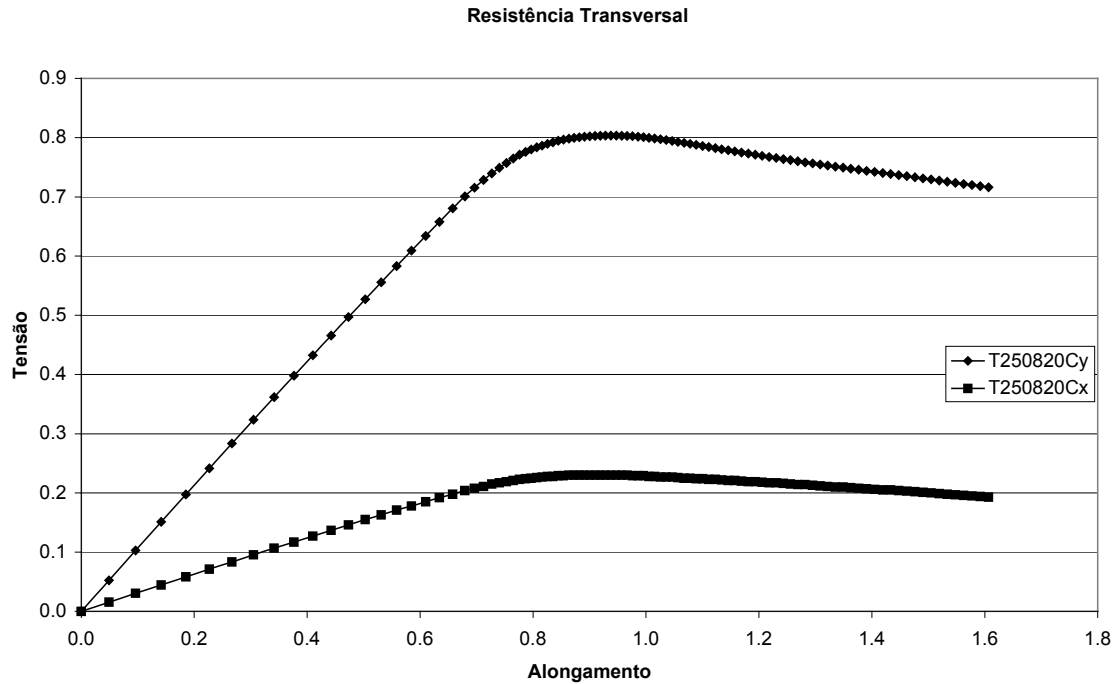


Figura 73 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 0,85.

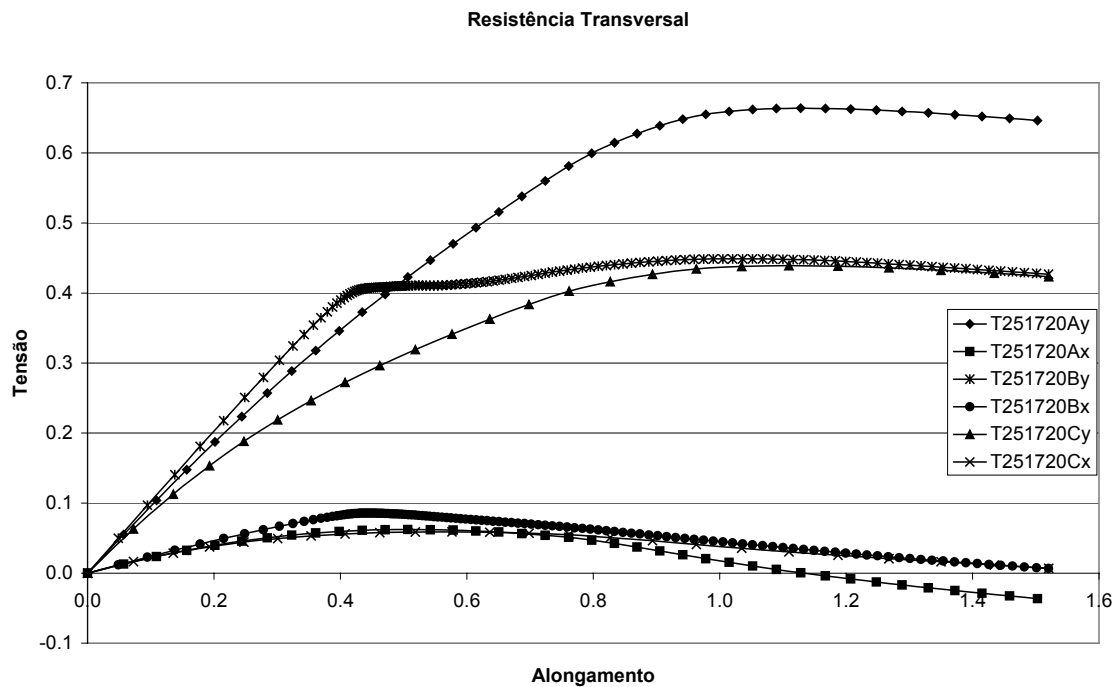


Figura 74 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 1,69.

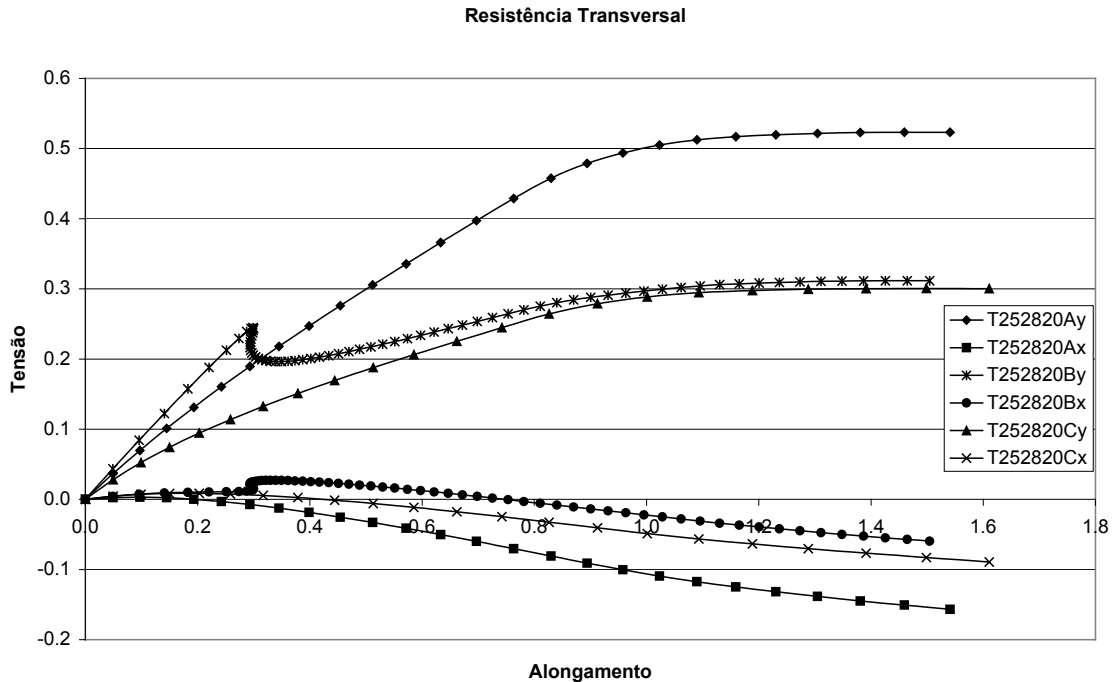


Figura 75 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 2,82.

A razão entre a resistência correspondente ao modo superior de colapso (série A) e a resistência correspondente ao modo crítico (série C) é de 1,51 e 1,74 respectivamente para a esbelteza 1,7 e 2,8. As placas com modo dominante $m=3$ (série B) mudam para o modo fundamental a meio do carregamento, comportando-se como as da série C.

As Figura 76 e Figura 77 apresentam as curvas correspondentes às esbeltezas 3,4 e 4,2.

Como facto saliente, note-se que as placas com modo 3 da série B mudam de modo de colapso a alongamentos muito elevados, superiores ao alongamento de cedência. A esta mudança corresponde um decréscimo muito acentuado de resistência passando para níveis iguais àqueles que se têm com placas de imperfeições iniciais com modo fundamental dominante.

As mudanças do modo de deformação são também acompanhadas por variações muito significativas da tensão longitudinal induzida, observando-se uma redução substancial ou total.

Resistência Transversal de Placas

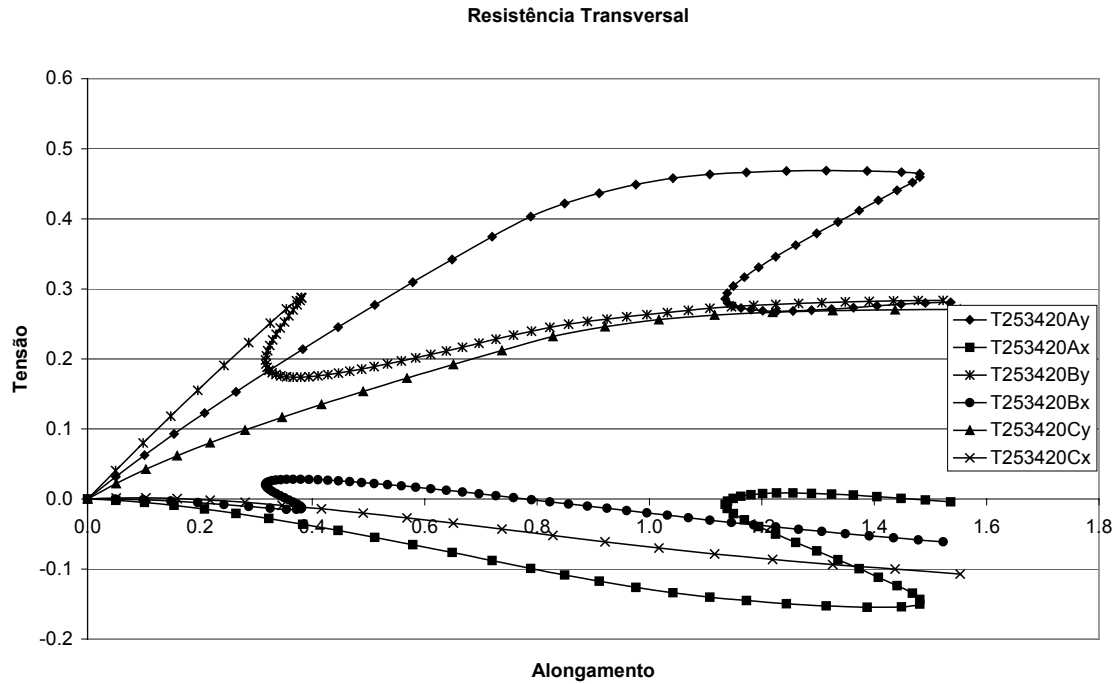


Figura 76 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 3,38.

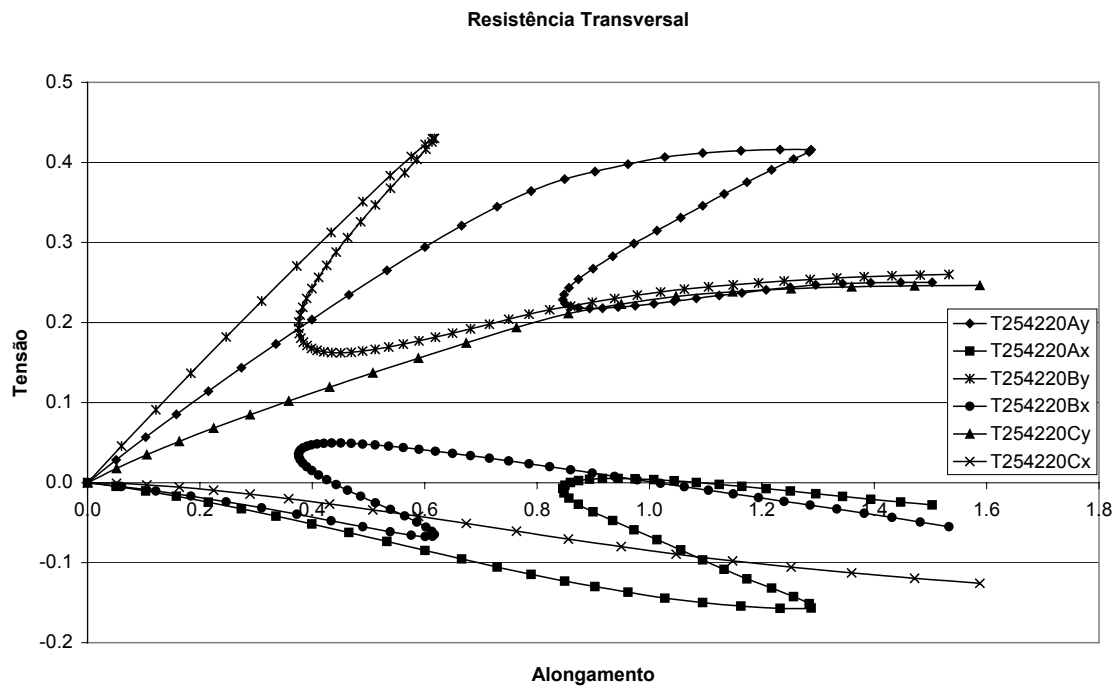


Figura 77 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 2,5 e esbelteza 4,23.

3.6.3 Razão de Dimensões $\alpha=3$

Nas placas com razão de dimensões igual a 3 consideraram-se três modos diferentes para as imperfeições iniciais, Tabela 10. O modo ternário é dominante na série A, o secundário na série B (unicamente para $\beta=1,7$) e o fundamental na série C. Na Tabela seguinte apresentam-se os resultados.

Identif.	β	w_m/t	$w_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}
T300830A	0,85	0,0928	0,1299	0,2	0,1	1,0
T301730A	1,69	0,2707	0,0948	0,2	0,1	1,0
T301730B	1,69	0,2373	0,0831	0,1	2,0	-
T302830A	2,82	0,9276	0,1166	0,6	0,3	3,0
T303430A	3,38	1,1131	0,0974	0,6	0,3	3,0
T304230A	4,23	1,6500	0,0922	0,6	0,0	3,0
T300830C	0,85	0,0821	0,1136	1,0	0,1	0,2
T301730C	1,69	0,3681	0,1289	2,0	0,1	0,2
T302830C	2,82	0,8214	0,1033	3,0	0,3	0,6
T303430C	3,38	0,9857	0,0863	3,0	0,3	0,6
T304230C	4,23	1,5926	0,0890	4,0	0,3	0,6

Tabela 10 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 750 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T300830A	0,85	0,894	0,9426	0,271	0,288	m=3	
T301730A	1,69	0,995	0,4219	0,084	0,128	m=1	
T301730B	1,69	1,094	0,6018	0,018	0,030	m=2	
T302830A	2,82	0,533	0,3525	-0,027	-0,077	m=3	
		1,538	0,2744	-0,026	-0,095	m=1	
T303430A	3,38	0,511	0,3222	-0,039	-0,121	m=3	
		1,606	0,2487	-0,037	-0,149	m=1	
T304230A	4,23	0,693	0,4069	-0,091	-0,224	m=3	1/4 placa
		1,519	0,2185	-0,049	-0,224	m=1	
T300830C	0,85	0,915	0,7669	0,224	0,292	m=1	
T301730C	1,69	1,026	0,4163	-0,050	-0,120	m=1	
T302830C	2,82	2,053	0,2611	-0,095	-0,364	m=1	
T303430C	3,38	2,540	0,2407	-0,129	-0,536	m=1	
T304230C	4,23	2,505	0,2168	-0,143	-0,660	m=1	

Tabela 11 Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=3$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

No grupo das placas espessas com $\beta=0,85$ analisou-se o comportamento para dois modos de imperfeições dominantes, $m=\alpha$ e $m=1$, e que se apresenta na Figura 78. A curva das duas placas é muito semelhante com excepção na região de

colapso, onde devido ao modo de deformação imposto, uma das placa tem uma resistência ligeiramente superior (20%) mas com descarga abrupta.

Para a esbelteza de 1,7 usou-se um modelo suplementar com modo dominante igual a dois. A placa com imperfeições iniciais neste modo tem uma resistência superior à das restantes placas sendo a razão entre resistências máximas de 1,42.

A placa da série A ($m=3$) degenera deste modo para o fundamental sendo a partir daí as curvas coincidentes, Figura 79. Para as restantes esbeltezas acontece exactamente o mesmo com as placas da série A mas a mudança de modo de deformação é muito mais violenta do que na placa de esbelteza 1,7. Esta descarga pode ser observada da Figura 80 à Figura 82, respectivamente para $\beta = 2,8$, 3,4 e 4,2. Note-se que a placa degenerada apresenta uma resistência ligeiramente superior à da placa com imperfeições iniciais no modo fundamental, ao contrário do que acontecia para razões de dimensões menores.

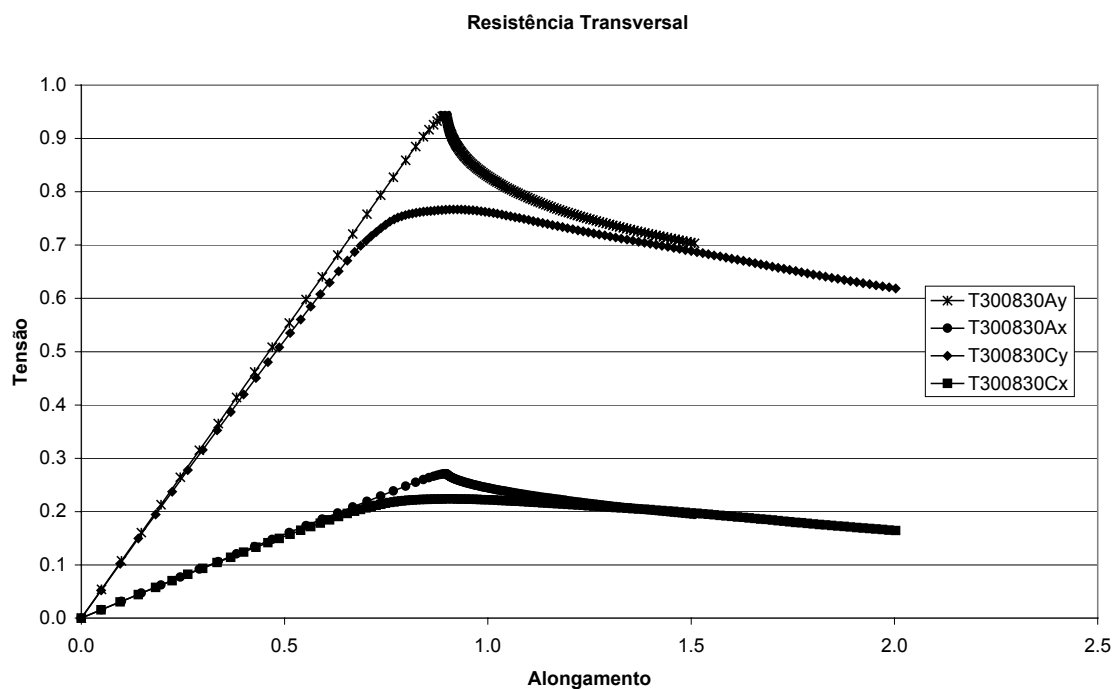


Figura 78 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 0,85.

Resistência Transversal de Placas

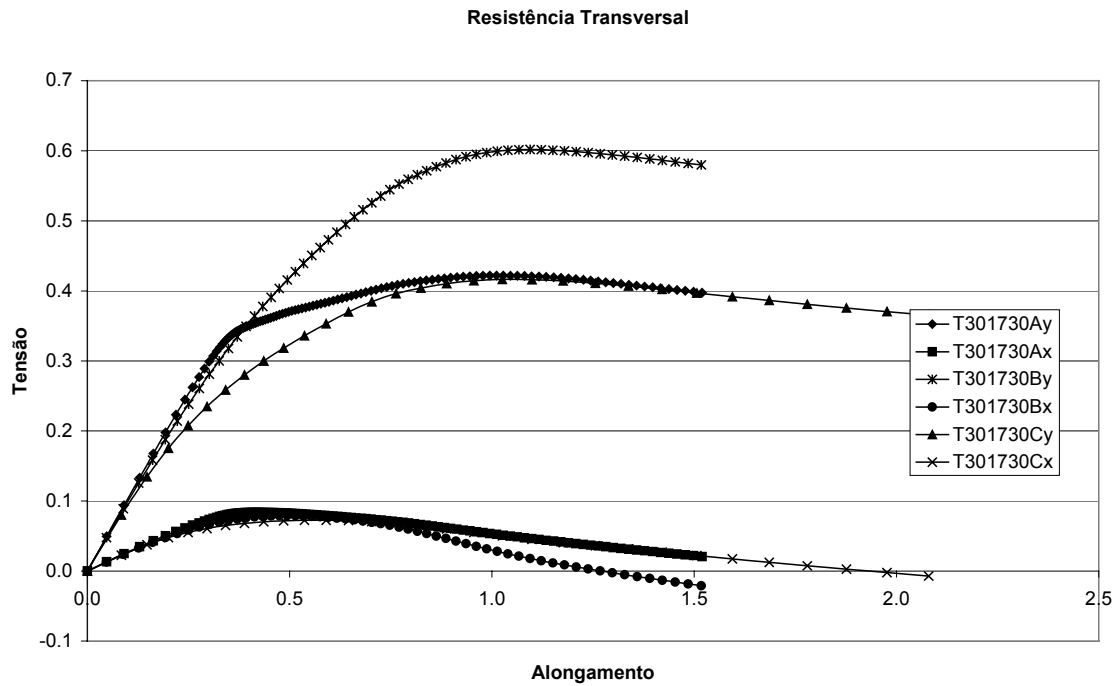


Figura 79 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 1,69.

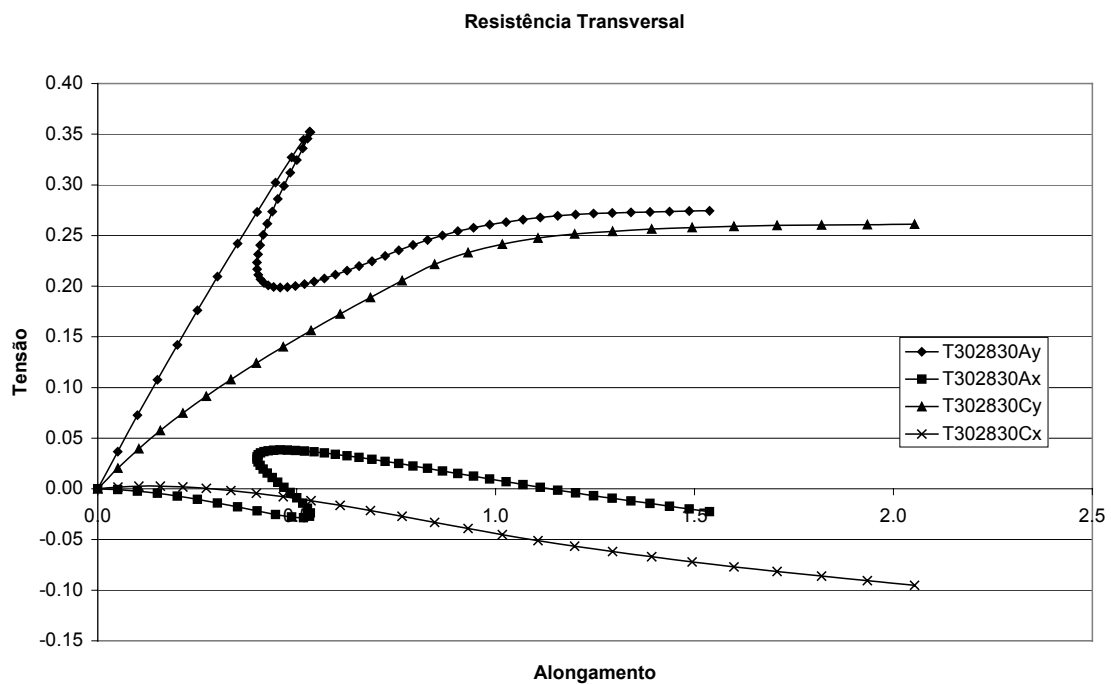


Figura 80 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 2,82.

Resistência Transversal de Placas

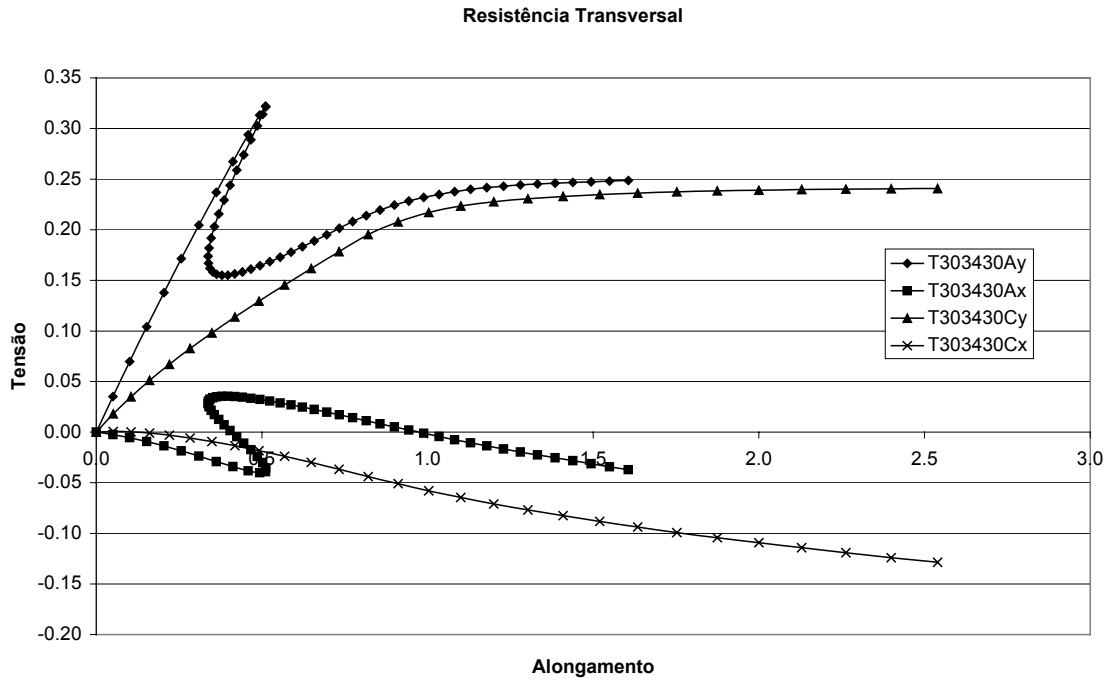


Figura 81 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 3,38.

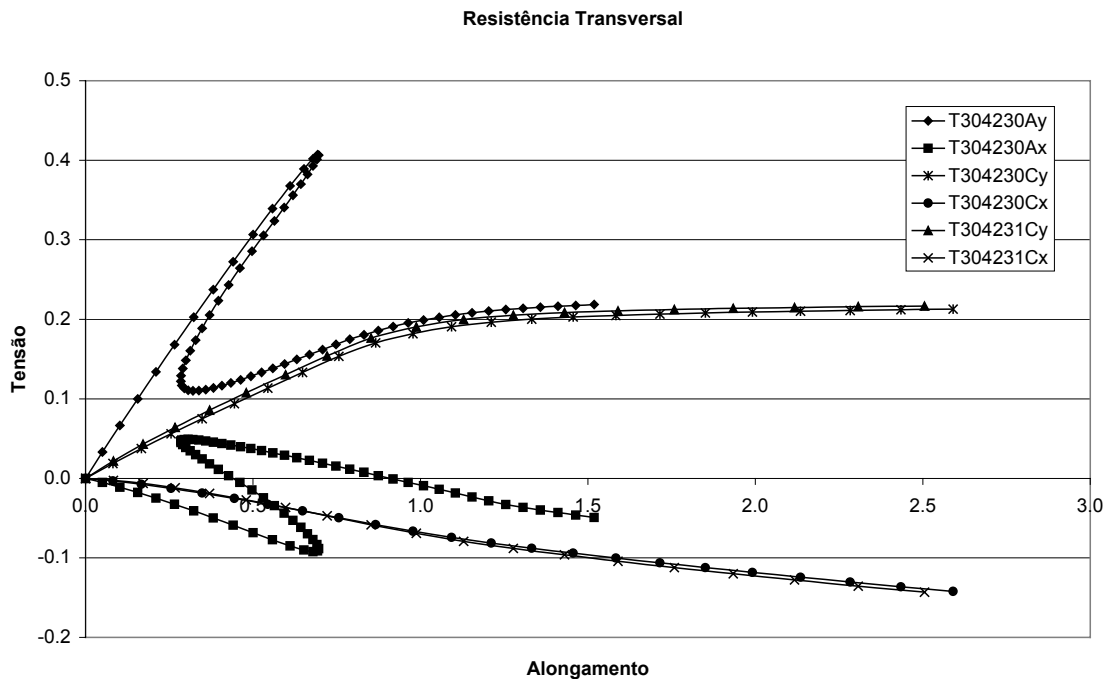


Figura 82 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 3,0 e esbelteza 4,23.

3.6.4 Razão de Dimensões $\alpha=4$

A Tabela 12 dá informação sobre a amplitude dos componentes das imperfeições iniciais para cada modelo de placa. A série A tem um modo fundamental dominante e os modelos da série B tem no quarto modo a sua componente de maior amplitude. Lembra-se que este é o modo crítico em resistência longitudinal de placas sendo essa a razão da escolha, tal e qual como para as restantes razões de dimensões.

Na Tabela 13 resume-se os resultados obtidos para esta razão de dimensões.

As placas com componente dominante igual a 1 comportam-se de uma forma regular em toda a gama de esbelteza analisada.

Pelo contrário, as mudanças de modo de deformação das placas com modo inicial dominante igual a 4 vão sendo cada vez mais complexas, aparecendo modos intermédios de deformação aos quais correspondem variações importantes no modo estrutural tangente da placa. A deformada final das placas da série B raramente apresenta um modo fundamental evidente, havendo uma combinação intrincada de modos de que resulta uma resistência final acrescida comparativamente à resistência das placas da série A.

Identif.	β	w_m/t	$w_m / (t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}
T400820A	0,85	0,0807	0,1130	1,0	0,1	0,1	0,1
T401720A	1,69	0,2795	0,0979	1,5	0,15	0,15	0,15
T402820A	2,82	0,6212	0,0781	2,0	0,2	0,2	0,2
T403420A	3,38	0,9286	0,0813	2,5	0,25	0,25	0,25
T404220A	4,23	1,3977	0,0781	3,0	0,3	0,3	0,3
T401720B	1,69	0,3308	0,1158	0,15	0,15	0,15	1,5
T402820B	2,82	0,7351	0,0924	0,2	0,2	0,2	2,0
T403420B	3,38	1,1026	0,0965	0,25	0,25	0,25	2,5
T404220B	4,23	1,6539	0,0924	0,3	0,3	0,3	3,0

Tabela 12 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 1000 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Resistência Transversal de Placas

Identif.	β	$\bar{\epsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T400820A	0,85	0,8762	0,7376	0,222	0,301	m=1	
T401720A	1,69	1,064	0,3583	0,051	0,142	m=1	
T402820A	2,82	1,557	0,2186	-0,048	-0,220	m=1	
T403420A	3,38	1,618	0,1907	-0,080	-0,420	m=1	
T404220A	4,23	1,545	0,1648	-0,077	-0,467	m=1	
T401720B	1,69	0,843	0,4761	0,094	0,197	m=4+1	
		1,560	0,3563	0,061	0,171	m=1	
T402820B	2,82	1,267	0,3568	-0,046	-0,129	m=4+1	
		1,510	0,2448	0,037	0,151	m=1	
T403420B	3,38	1,361	0,3232	0,064	0,198	m=4	
T404220B	4,23	0,6326	0,3632	-0,073	-0,201	m=4	
		1,2994	0,2859	-0,078	-0,273	m=4+1	

Tabela 13 Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=4$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

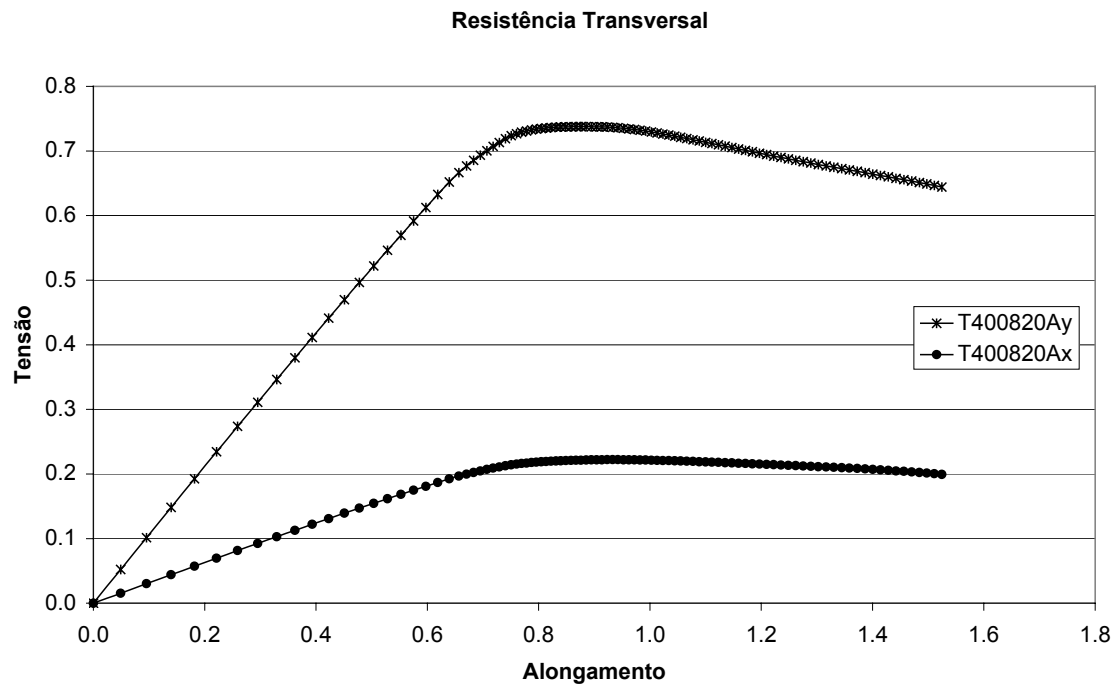


Figura 83 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 0,85.

Resistência Transversal de Placas

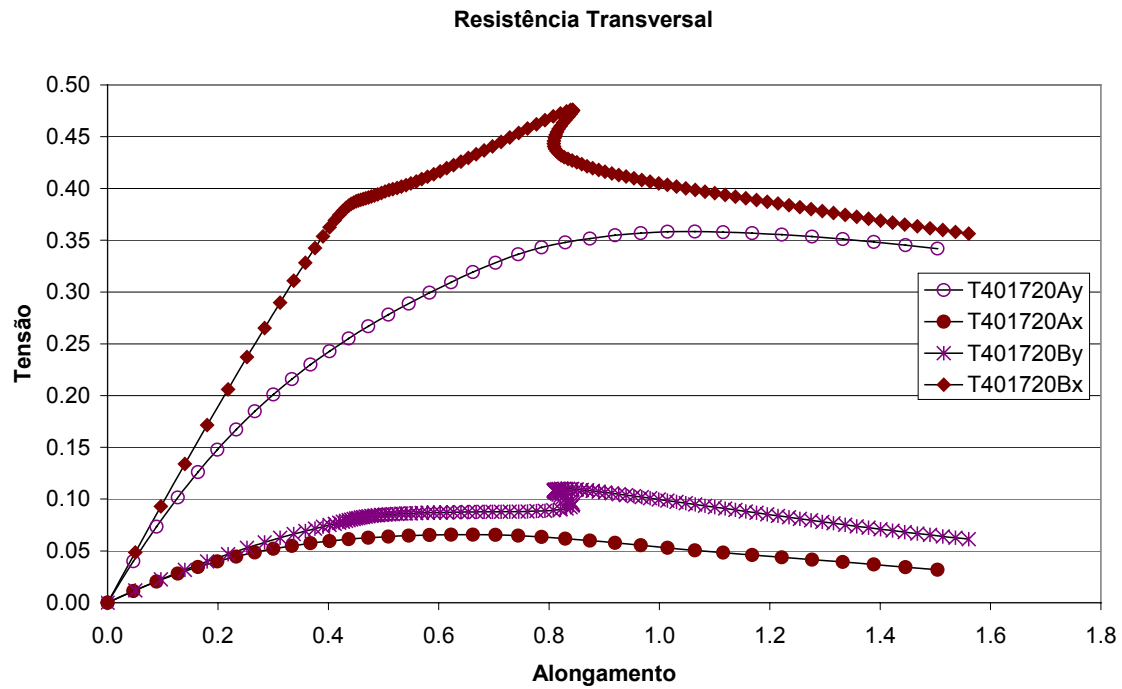


Figura 84 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 1,69.

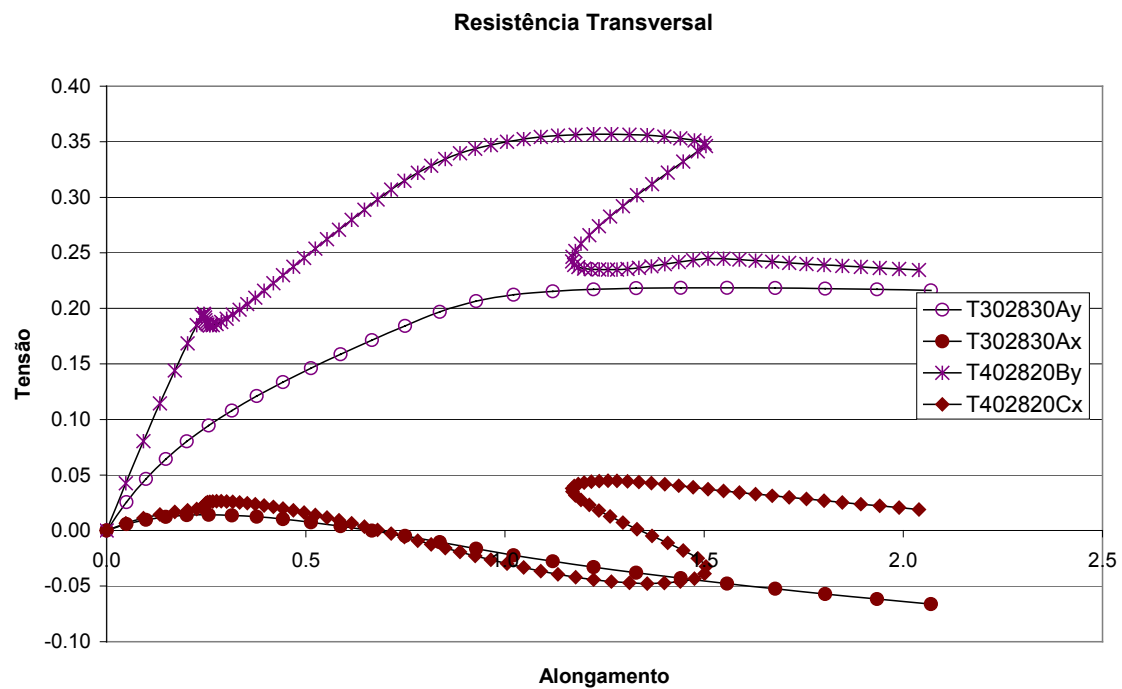


Figura 85 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 2,82.

Resistência Transversal de Placas

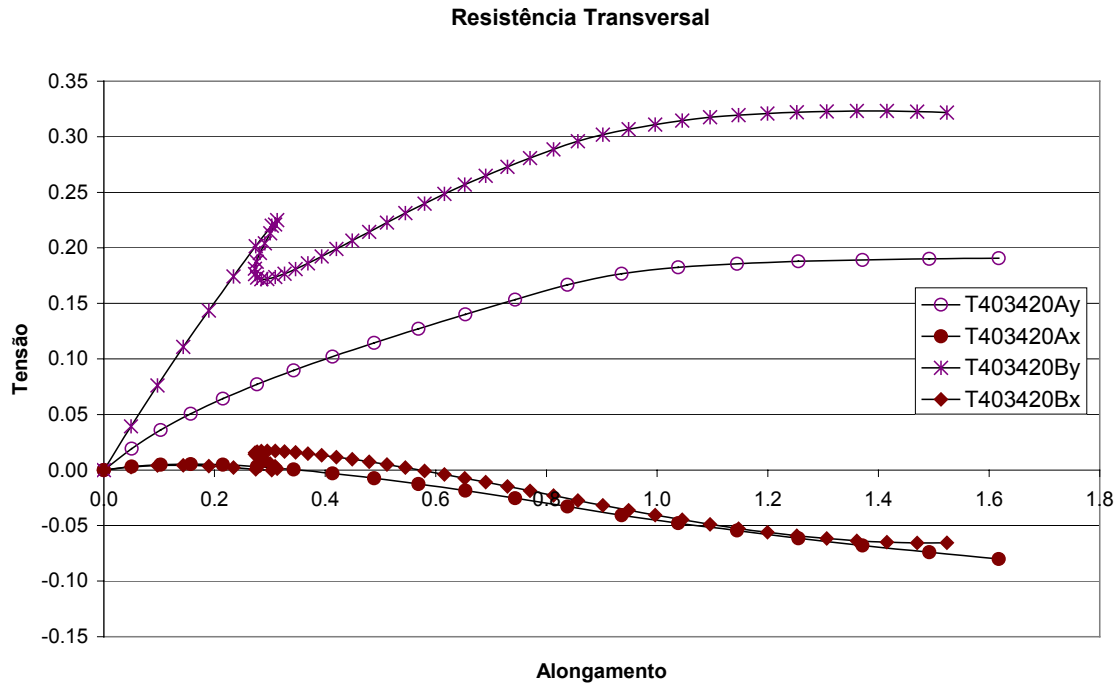


Figura 86 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 3,38.

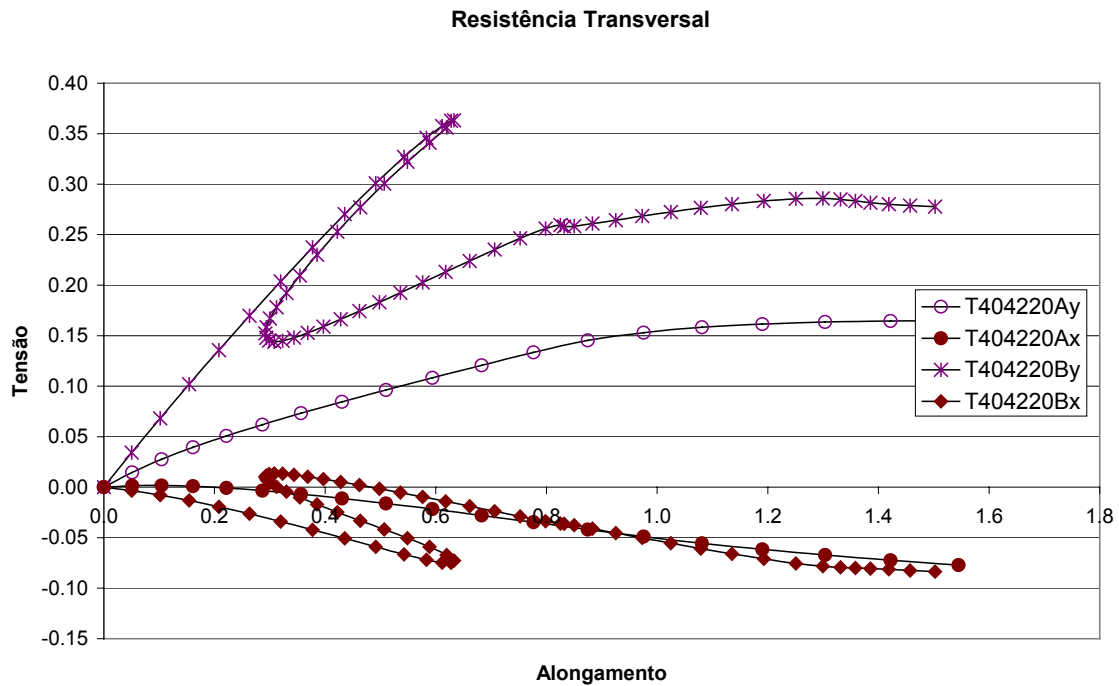


Figura 87 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 4,0 e esbelteza 4,23.

3.6.5 Razão de Dimensões $\alpha=5$

Para a razão de dimensões igual a 5 fez-se exactamente o mesmo tipo de estudo que para $\alpha=4$.

Os dados e resultados dos modelos estão indicados nas duas tabelas seguintes. A análise gráfica apresentam-se nas figuras desta secção, sendo a qualidade dos resultados em tudo semelhante à da secção anterior.

Identif.	β	w_m/t	$w_m / (t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}	a_{51}
T500820A	0,85	0,0871	0,1219	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1
T501720A	1,69	0,3000	0,1050	1,5	0,15	0,15	0,15	0,15
T502820A	2,82	0,6667	0,0838	2,0	0,2	0,2	0,2	0,2
T503420A	3,38	1,0000	0,0875	2,5	0,25	0,25	0,25	0,25
T504220A	4,23	1,5000	0,0838	3,0	0,3	0,3	0,3	0,3
T501720B	1,69	0,3676	0,1287	0,15	0,15	0,15	0,15	1,5
T502820B	2,82	0,8168	0,1027	0,2	0,2	0,2	0,2	2,0
T503420B	3,38	1,2252	0,1072	0,25	0,25	0,25	0,25	2,5
T504220B	4,23	1,8985	0,1061	0,3	0,3	0,3	0,3	3,0

Tabela 14 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 1250 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T500820A	0,85	0,818	0,7184	0,217	0,302	m=1	
T501720A	1,69	1,027	0,3298	0,056	0,170	m=1	
T502820A	2,82	1,502	0,1942	-0,027	-0,139	m=1	
T503420A	3,38	1,570	0,1655	-0,044	-0,266	m=1	
T504220A	4,23	1,515	0,1415	-0,054	-0,382	m=1	
T501720B	1,69	0,466	0,3933	0,080	0,203	m=5	1/2 placa
		0,892	0,3480	0,075	0,216	m=1	
T502820B	2,82	0,394	0,2862	-0,092	-0,321	m=5	1/2 placa
		1,374	0,4171	-0,005	-0,012	m=1+2*5	
T503420B	3,38	0,596	0,3864	-0,055	-0,142	m=5	1/2 placa
		1,310	0,3780	-0,105	-0,278	m=1+2*5	
		1,761	0,1781	+0,034	+0,191	m=1	
T504220B	4,23	0,737	0,4374	-0,100	-0,229	m=5	1/2 placa
		1,139	0,3162	-0,093	-0,294	m=1+2*5	
		1,539	0,1561	+0,016	+0,102	m=1	

Tabela 15 Resistência transversal de placas rectangulares ($\alpha=5$) com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

Convém referir que o grau de complexidade da deformada final das placas da série B é ainda superior à das placas com $\alpha=4$. Desta forma é de esperar uma

maior dispersão da resistência máxima com a variação das amplitudes nos vários modos ao contrário do que sucedia em placas com α igual a 2 ou 3.

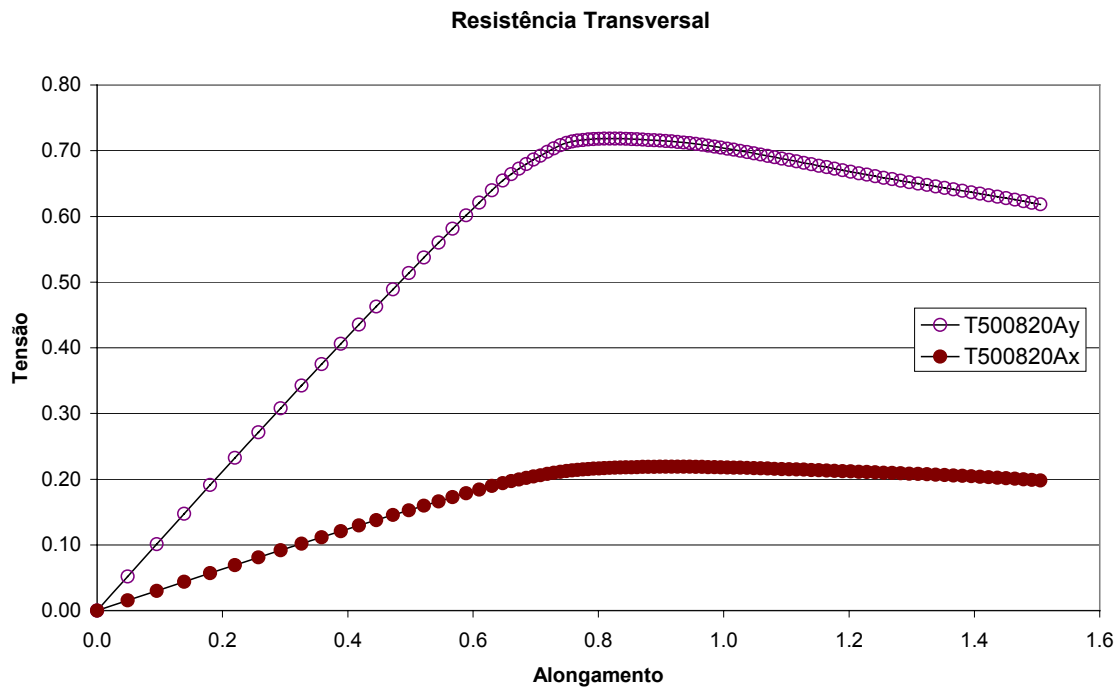


Figura 88 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com imperfeições iniciais, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 0,85.

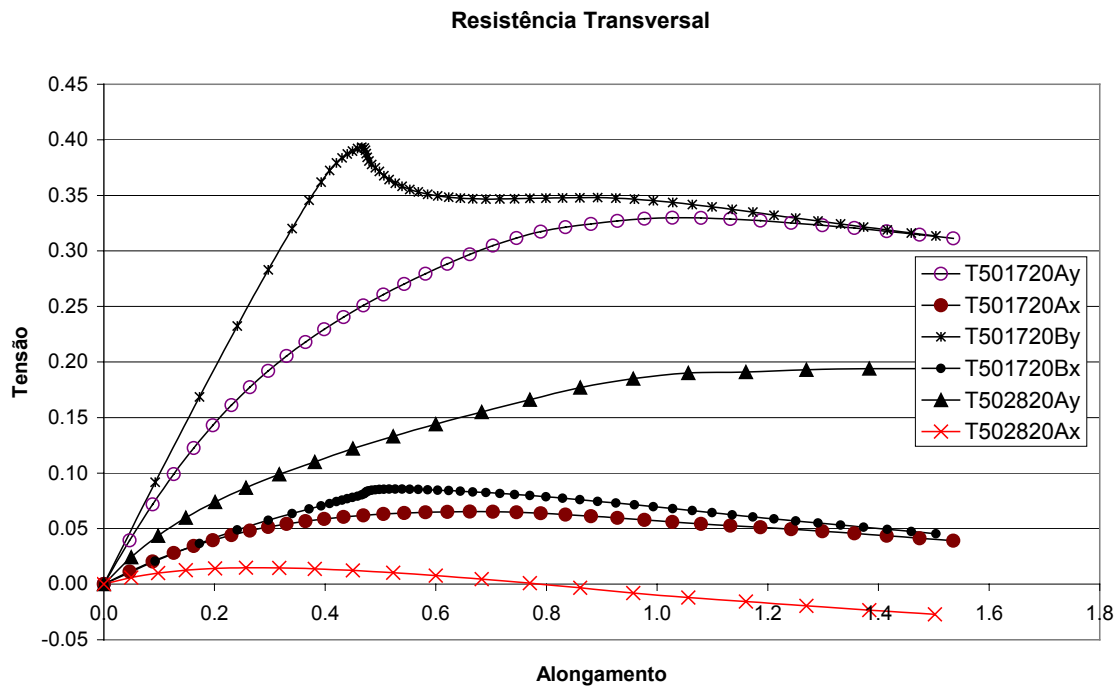


Figura 89 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 1,69 e 2,82.

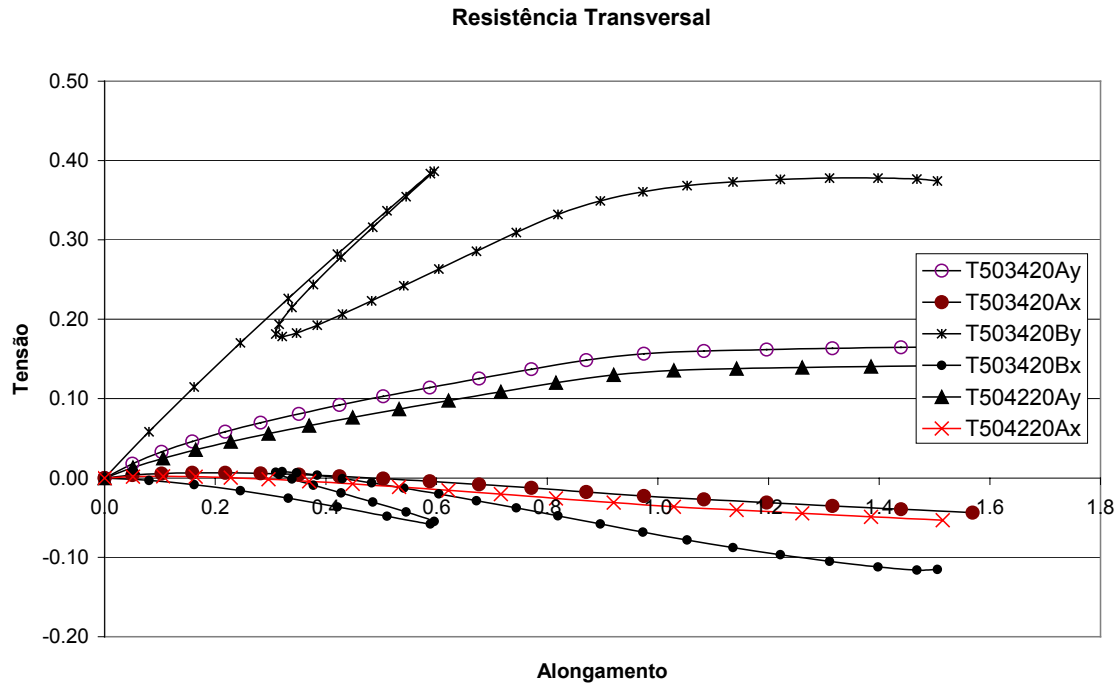


Figura 90 Curvas tensão normalizada alongamento de placas simplesmente apoiadas, restringidas, sujeitas a carregamento transversal com diferentes imperfeições iniciais em modo e amplitude, razão de dimensões igual a 5,0 e esbelteza 3,38 e 4,23.

3.7 Considerações Finais

No estudo preliminar da resistência transversal em que se analisou os resultados experimentais e numéricos disponíveis na literatura, parte de um trabalho mais vasto já publicado em vários artigos [93,97,98], concluiu-se que as fórmulas de previsão de resistência disponíveis necessitavam de alguma correção.

Nesta dissertação tentou-se colmatar a quase total ausência de resultados em placas restringidas e carregadas transversalmente e indicar uma fórmula que permita calcular a sua resistência para o modo crítico de colapso o que foi concretizado através da equação (96), que cobre a gama de razão de dimensões de 2 a 5 e a esbelteza de placa de 0,85 a 4,23. A fórmula apresenta um desacoplamento entre a contribuição da razão de dimensões e da esbelteza que não é comum nas fórmulas de resistência transversal de placas.

Caracteriza-se o estado biaxial de tensões na fase de colapso, concluindo-se que a tensão perpendicular induzida média é pouco dependente da razão de

dimensões e muito dependente da esbelteza da placa. Pode-se inclusivamente estabelecer uma relação linear entre a razão das duas tensões principais no colapso e a esbelteza.

Os níveis de resistência obtidos para cada classe de placas, com o mesmo α e β , mostrou-se muito sensível ao modo das imperfeições iniciais. Em duas placas com a mesma geometria mas dois modos diferentes de imperfeições iniciais, uma das placas pode ter uma resistência 50% superior à da outra.

Finalmente apresentam-se dois métodos para prever o comportamento de placas restringidas nos topos e sujeitas a carregamento nos bordos para posterior utilização no método de previsão de resistência longitudinal do navio. O primeiro método baseia-se exclusivamente no conceito de largura efectiva e usa os critérios e as hipóteses já usadas na resistência longitudinal de placas. Mostra-se, no entanto para este tipo de carregamento, demasiado optimista a extensões baixas. Por tal razão recomenda-se o uso da aproximação sinusoidal do segundo método. Em ambos os casos não deve ser considerada a perda de efectividade após se ter atingido a tensão máxima.

Capítulo 4 Resistência de Placas Reforçadas

Neste capítulo faz-se primeiramente um estudo comparativo dos diferentes métodos de projecto de placas reforçadas existentes a partir dos resultados experimentais e numéricos disponíveis na literatura [98]. São considerados dois tipos de carregamento: compressão e compressão com pressão lateral.

Segue-se um estudo sobre a influência de diversos parâmetros na resistência à compressão de placas reforçadas. Dada a diversidade de parâmetros que afectam a resistência à compressão de placas reforçadas, houve necessidade de limitar o seu número. Assim consideram-se três tipos de esbelteza da placa associada ($b/t = 40, 50$ e 80), três tipos de perfis (barra, ângulo e 'T'), dois modos de imperfeições iniciais e diversas combinações das características mecânicas do aço. Pretende-se analisar as implicações resultantes da variação destes parâmetros na resistência máxima e no comportamento pré e pós colapso.

Finalmente e integrado num estudo comparativo de métodos de projecto [5], utilizou-se o método desenvolvido anteriormente [17] num estudo paramétrico em que para além da influência da geometria da chapa e do reforço se analisavam as consequências da existência de tensões residuais.

4.1 Estado da Arte

O estudo das placas reforçadas sujeitas à compressão axial é vulgarmente orientado para a determinação da carga máxima suportada pela viga coluna, pois é esta carga que é referida nos códigos de projecto e construção das indústrias naval e civil. No entanto, no estudo de estruturas de maiores dimensões, com maior grau de complexidade e alguma redundância, em que coexistam elementos em diferentes estágios de carregamento, torna-se importante conhecer o comportamento dos elementos constitutivos a qualquer nível de carregamento com um certo grau de precisão.

Assim acontece no estudo da resistência do casco de navios à flexão em que os diversos elementos reforçados do casco estão a diferentes níveis da sua

capacidade de carga para uma determinada curvatura do casco naquela secção. Pode inclusivamente acontecer que o momento máximo a aplicar seja atingido quando alguns dos elementos já cederam encontrando-se pois em regime pós colapso. Devido à redundância da estrutura, a perda de capacidade de carga de alguns elementos é transferida para elementos menos carregados, podendo, nestas circunstâncias, o conjunto apresentar alguma reserva de resistência a esforços maiores.

O estudo do comportamento de placas finas reforçadas sujeitas a carregamentos compressivos no plano da placa assume mais actualidade em resultado da utilização cada vez maior de aço de alta resistência em navios e outras estruturas oceânicas a qual conduz a espessuras progressivamente mais finas. Concomitantemente, os coeficientes de segurança utilizados no projecto das estruturas são tendencialmente cada vez menores em resultado de um melhor conhecimento do comportamento dos materiais. A conjugação destes dois factos origina estruturas muito sensíveis à instabilidade em compressão, conduzindo muitas vezes a um colapso 'prematureo', ou dito de outra forma, a um colapso sob a acção de tensões muito inferiores à tensão de cedência do material em compressão.

Intimamente associada a esta degradação de resistência, está a existência de imperfeições geométricas iniciais e as tensões residuais resultantes dos processos de fabrico em estaleiro, nomeadamente da soldadura.

Assim, as Sociedades Classificadoras mais importantes têm feito um grande esforço de actualização das regras para dimensionamento de estruturas, tendo vindo a ser progressivamente considerado o comportamento das estruturas quando sujeitas a carregamentos de compressão potencializadores de instabilidade quer nos elementos de placa entre reforços, quer nos reforços propriamente ditos ou ainda na interacção entre os dois. Além desta instabilidade manifestamente local pode-se ainda assistir a uma instabilidade de natureza mais global afectando grandes painéis do navio. No entanto este último tipo é menos frequente devido à existência de balizas bastante resistentes em projectos normais.

4.1.1 Métodos analíticos

A análise das placas reforçadas em compressão axial iniciou-se no século passado com a determinação analítica da tensão crítica de instabilidade elástica de colunas [99] a qual constitui a base de todos os métodos aproximados que se utilizam actualmente.

A utilização directa desta tensão na definição da capacidade de carga das placas reforçadas apresenta algumas imprecisões e insuficiências resultantes principalmente da perda de efectividade da placa associada, das imperfeições iniciais, dos efeitos da plastificação local, tanto na placa como no reforço, e finalmente da instabilidade à torção do reforço.

Um dos primeiros trabalhos a tratar e sintetizar estes aspectos deve-se a Faulkner [100] que incluiu a perda de efectividade da placa através da redução da secção enquanto que o efeito da plasticidade era considerada através do método parabólico de Ostenfeld. O mesmo autor e outros [91] aplicaram métodos energéticos na determinação da carga crítica de compressão suportada por reforços em 'T'. Foi ainda ensaiado um método que permitisse considerar a interacção entre o reforço e a placa [101] e fossem também considerados os fenómenos de origem plástica através do *método do módulo tangente*.

Baseado nestes estudos, Adamchak [102] desenvolveu um método aproximado de previsão da curva tensão média alongamento, que considerava o colapso por flexão do painel e instabilidade do reforço, associados a esforços de compressão axial e pressão lateral. O comportamento pós colapso era, no entanto, ignorado nos painéis que falhavam por instabilidade à torção.

No intuito de explorar a degradação de resistência dos painéis reforçados devido às imperfeições do reforço, Carlsen [103] adaptou o método de Ayrton-Perry [104], também conhecido por *método da coluna* [105-107] e que se baseia no critério da primeira cedência, ao estudo de estruturas navais de paredes finas através da introdução do conceito de largura efectiva na definição geométrica do painel. Por seu turno, Guedes Soares [51] modificou o método de Faulkner de forma a contabilizar a degradação de resistência devida às imperfeições da placa.

A partir destes dois métodos básicos de previsão da resistência máxima é

possível criar métodos aproximados de estimativa do comportamento dos painéis para qualquer alongamento [17,108]. Gordo [86] demonstrou que a técnica é aplicável tanto ao método do módulo tangente como ao método da coluna através da utilização do conceito de extensão virtual e que os resultados obtidos com os dois métodos são equivalentes se for utilizada a mesma largura efectiva para a placa associada.

Baseado nos trabalhos de Little [107] e Moolani [109], Bonello [110] desenvolveu um programa usando o método da coluna em que se considerava a transferência de momentos em vigas contínuas, além de permitir a inclusão explícita da pressão lateral. Este estudo apresentava como grandes desvantagens a ausência de avaliação da contribuição das rotações do reforço e da interacção entre o reforço e a placa com todas as suas implicações directas na largura efectiva da placa associada ou no desempenho do reforço.

Murray [111] estudou a instabilidade dos reforços em barra e propôs um mecanismo de colapso baseado na teoria rígido-plástica em que se previa de alguma forma o comportamento pós colapso, previsão esta que se mostrou eficaz para perfis esbeltos e também em perfis espessos associados a placas finas [112].

No Japão, Yao e Nikolov [18] desenvolveram um método analítico de previsão da curva tensão extensão de placas reforçadas, no qual o comportamento da placa isolada é avaliada através da sobreposição de dois critérios: o primeiro baseado na análise de placas sujeitas a grandes deformações e o segundo na análise dos mecanismos de colapso rígido plástico. A presença do reforço é considerada através de um modelo de duplo vão em que a curvatura se considera resultante da soma de duas componentes: a elástica e a plástica. As deformações associadas aos modos de instabilidade torcional foram incluídas no modelo numa segunda fase [19].

Bonello, Chryssanthopoulos e Dowling [110] compararam as previsões de resistência de diversos métodos de projecto com resultados numéricos de painéis sob a acção de forças compressivas. Em alguns deles foi incluído também a pressão lateral. Propuseram simultaneamente um método baseado na equação de Perry que considera tanto a compressão da placa reforçada como a pressão lateral

a que possa eventualmente estar sujeita. As fórmulas relativas à largura efectiva da placa associada utilizadas pelos diversos métodos analisados foram substituídas por uma única, a qual foi proposta por Davidson [113]:

$$\phi_p = 0,23 + \frac{1,16}{\beta} - \frac{0,48}{\beta^2} + \frac{0,09}{\beta^3} \quad (102)$$

de forma a se poder explorar as diferenças entre métodos relativamente à resistência de coluna.

Pu, Das e Faulkner [114] utilizaram o método proposto por Guedes Soares [51] para a avaliação da resistência de placas, comparando-o com resultados experimentais e numéricos e concluíram que esse método é superior ao método original proposto por Faulkner. Com base nisto, modificaram o método de Faulkner para o projecto de placas reforçadas, secção 4.2.1, substituindo a equação da largura efectiva da placa associada e verificaram que existia uma melhoria de 5%, apesar do método original já ser suficientemente fiável.

Na área das Sociedades Classificadoras também algumas modificações aconteceram: a DnV [115] introduziu pequenas alterações nas suas regras ao cálculo da resistência à encurvadura de painéis que se baseia no método de Carlsen; A ABS em 1995 publicou novas regras para o projecto de navios em que atribuíu uma nova importância à instabilidade de placas, incorporando o conceito de largura efectiva da placa associada no cálculo do raio de giração da placa reforçada e introduzindo os conceitos de instabilidade flexotorcional de uma forma similar à apresentada na secção 4.2.4.

4.1.2 Métodos computacionais

O advento dos computadores levou ao desenvolvimento de técnicas de simulação numérica de estruturas, de entre as quais se destaca pelo seu uso extensivo o método dos elementos finitos. No campo naval, o método dos elementos finitos ganhou grande aplicabilidade com os trabalhos desenvolvidos na Escócia por Smith [116] através do desenvolvimento de métodos híbridos que reduzissem de alguma forma o tempo médio de cálculo para o estudo de placas reforçadas ou de estruturas compostas por aquelas. A técnica consiste

essencialmente em utilizar curvas carga alongamento previamente estabelecidas para reproduzir o comportamento da placa associada, em conjunto com um modelo em elementos finitos representativo do reforço. Não estando explicitamente presente a deformada da placa, a interacção desta com o reforço perde-se, o que constitui um óbice do modelo.

Mais recentemente, no Japão, desenvolveu-se um outro método baseado em super elementos, ISUM [27,117], no qual se considera que um painel reforçado limitado por longarinas e balizas constitui uma unidade estrutural, sendo a matriz de rigidez calculada para este super elemento. Esta matriz de rigidez inclui a influência da perda de eficiência por instabilidade elástica ou por plasticidade.

Panagiotopoulos [118] e Vayas [119] estudaram a resistência limite de reforços à torção com placa associada sob compressão axial. Panagiotopoulos [118] usou nos seus trabalhos em elementos finitos, placas com razão de dimensões igual a três e esbelteza de placa a variar entre 40 e 90 (b/t), enquanto que esbelteza do reforços barra variava de 5 a 30. Considerou ainda diferentes condições fronteira para os reforços tendo concluído que a falta de encastramento diminuía a resistência.

Um estudo conjunto sobre a resistência máxima de painéis reforçados de múltiplos vãos envolvendo várias instituições foi desenvolvido sob o auspício do Comité V.I. da ISSC [120]. Foram convidadas diversas Sociedades Classificadoras e outros organismos para calcular a resistência máxima de dez painéis reforçados e a comparação entre os diversos métodos utilizados foi resumida em [121]. Foi bastante interessante notar que o mesmo método aplicado por diferentes projectistas originava diferentes previsões de resistência para os mesmos exemplos. A principal conclusão deste estudo foi que a maioria dos métodos é pessimista e a incerteza do modelo é sempre superior a 10%.

4.1.3 Resultados experimentais

Existem actualmente um número relativamente elevado de resultados experimentais em placas reforçadas sujeitas a carregamento predominantemente uniaxial de compressão que cobrem uma vasta gama dos parâmetros de maior

interesse para o estudo das placas reforçadas, nomeadamente a esbelteza da placa e a esbelteza de coluna [108,116,122-125]. Estes dois parâmetros só por si permitem caracterizar dois tipos de colapso, o colapso da placa e o do reforço sob flexão. No entanto são insuficientes para caracterizar a perda de resistência flexotorcional do reforço e a interacção placa-reforço tendo ultimamente sido desenvolvido algum esforço no sentido de caracterizar melhor este tipo de falha, especialmente através de estudos em elementos finitos [91,126-128].

Faulkner [123] testou modelos simples de vão único representativos de elementos de placa reforçada típicos de painéis de navios entre balizas. A escala utilizada foi de um quarto aproximadamente. Foram utilizados dois tipos de reforços: 'T' e barra. O problema associado às condições fronteira nos lados não carregados não assumia especial importância dado que cada painel ensaiado era constituído por mais de uma placa reforçada; todos tinham cinco elementos de reforço longitudinal com excepção de três ensaios. De facto os lados carregados estavam simplesmente apoiados e os bordos laterais não carregados estavam livres o que, pela ausência de continuidade da placa nos extremos, origina alguma perda de efectividade nos extremos mas que assumia pouca importância dada a largura total dos painéis. Dada a falta de constrangimento transversal, não se desenvolviam tensões transversais de membrana o que de alguma forma se afasta das condições típicas encontradas em navios. No total foram ensaiados 42 modelos divididos em duas séries.

Horne [124,125] ensaiou 44 placas reforçadas de vão simples sujeitas à compressão enquadradas num estudo paramétrico que envolvia a dependência da resistência relativamente à esbelteza da placa e da placa reforçada, das tensões residuais e imperfeições geométricas iniciais. Os lados carregados estavam sujeitos a diferentes condições fronteira mas os bordos laterais podiam-se deslocar livremente, pelo que os comentários feitos anteriormente também aqui tem aplicabilidade. A maioria dos painéis foram projectados para falharem por colapso da placa associada com excepção de cinco deles em que se esperava a falha do reforço. Foram ainda ensaiadas diferentes geometrias de soldadura e duas qualidades de aço com tensões de cedência diferentes.

No Imperial College [108] testaram-se cinco painéis com quatro e nove reforços longitudinais apoiados lateralmente em todas as bainhas e topos externos, por se considerar que era mais representativo das condições reais em navios. A soldadura contínua foi utilizada na ligação da chapa aos reforços apesar dos códigos de construção permitirem à algum tempo a soldadura intermitente muito mais utilizada na construção moderna.

Esta soldadura intermitente já tinha sido utilizada em Glengarnock [122] nos anos 60 em ensaios de placas reforçadas com duplo vão mas livres nos lados não carregados. A esbelteza das placas rondava 3,5 tendo-se variado a esbelteza de coluna entre 1 e 4,6. Os testes com duplo vão [129] são mais realistas do que os testes em vão simples por permitirem interacção entre as placas reforçadas de cada lado da baliza transmitindo forças e momentos e reduzindo a introdução de momentos adicionais, normalmente variáveis com o carregamento por excentricidade do ponto de aplicação das forças. A utilização de condições fronteira fixas nos topos de carga afecta no entanto os resultados por reduzir o comprimento equivalente de coluna.

Para evitar ou reduzir todos os problemas relacionados com as condições fronteira, dimensões, excentricidades, etc. testaram-se, na Escócia [116], sete modelos à escala real de painéis de navios de guerra em que houve um especial cuidado no levantamento das imperfeições iniciais e deformações dos painéis. Tentou-se ainda, e tanto quanto possível, reproduzir as condições reais de soldadura e avaliar as tensões residuais inerentes ao processo.

A 'Canadian Forces' e o 'Ship Structure Committee' implementaram um programa de comparação entre os resultados obtidos por elementos finitos e em ensaios com painéis reforçados de um único vão sujeitos a carregamento uniaxial e pressão lateral [130]. Três tipos de testes foram efectuados nos quais se considerava não só painéis 'perfeitos', como também se simulavam danos devidos ao impacto e à corrosão. Já anteriormente, e também no Canadá, se levou a cabo um programa semelhante em que foi investigado simultaneamente o efeito do nível de restrição nos bordos da placa [131].

4.2 Desempenho dos métodos de projecto

O projecto de placas reforçadas sujeitas predominantemente à compressão toma em consideração as possíveis causas de ruína e que são basicamente três, colapso da placa, do reforço com chapa associada por flexão ou por instabilidade flexotorcional do reforço, havendo situações em que algumas delas ocorrem simultaneamente ou aparecem em conjunto autoinduzindo o colapso.

Na maioria das situações práticas a ruína dos elementos de placa reforçada é uma combinação da instabilidade da placa, reduzindo a largura efectiva da placa associada e do colapso do reforço por flexão [132]. Por isso os métodos e códigos de dimensionamento dedicam uma grande importância a estes dois critérios esquecendo por vezes a verificação da robustez do conjunto relativamente ao colapso por instabilidade flexotorcional do reforço [133].

Este último tipo de ruína envolve a rotação do reforço em torno de uma rótula que se considera normalmente localizada na ligação soldada entre o reforço e a placa associada. O colapso é acompanhado por um descarregamento súbito e desenvolvimento de grandes deformações fora do plano do painel, sendo, por isso, considerado bastante perigoso pelo que, a partir dos anos oitenta, os códigos de dimensionamento tendem a especificar limites mínimos à geometria do perfil de forma a evitar a ocorrência da ruína prematura do reforço por instabilidade flexotorcional.

Na realidade, um painel está sujeito a todos os tipos de ruína acabando por falhar no modo que apresentar uma resistência mínima, pelo que todos os modos devem ser considerados em igualdade de circunstâncias no dimensionamento.

Os métodos propostos por Faulkner *et al.* [91] e por Carlsen [103] estão orientados para a análise de estruturas navais, e são resultado de diferentes formas de estudar o problema. Enquanto o método de Faulkner se baseia na formulação de Johnson-Ostenfeld adaptada ao comportamento de estruturas metálicas reforçadas de paredes finas, o de Carlsen foi construído a partir da aproximação de Perry-Robertson. Ambos os métodos utilizam o conceito de largura efectiva da chapa associada, mas enquanto o método de Carlsen faz distinção entre o colapso da placa e o colapso do reforço tal não acontece com o

método de Faulkner, pelo que não é possível por este método prever a natureza da origem do colapso.

Alguns dos códigos de dimensionamento mais utilizados utilizam ainda uma análise essencialmente elástica baseada na carga crítica de colunas à compressão uniaxial. Por essa razão considerou-se importante avaliar o desempenho de tal formulação na previsão de resistência de placas reforçadas, usando-se como exemplo o código da American Bureau of Shipping (ABS).

Assim, nesta secção, vai-se comparar o desempenho dos diferentes métodos de dimensionamento entre si utilizando como referência o resultado de testes disponíveis. Existem ainda outros métodos, tais como o de Dwight e Little [68], Horne e Narayanan [125], Chatterjee e Dowling [105] e Murray [111], os quais foram desenvolvidos para aplicação em vigas caixão de pontes, tendo alguns deles já sido comparados [85] com os resultados experimentais disponíveis.

4.2.1 Método de Faulkner

O método proposto por Faulkner et al. [91] é baseado no tipo de formulação proposto por Jonhson-Ostenfeld para estruturas com comportamento elastoplástico, associado à utilização do conceito de largura efectiva da chapa associada.

Quando uma placa ou uma coluna tem uma tensão crítica elástica muito alta, a ruína em compressão dá-se sempre posteriormente ao desenvolvimento de um certo grau de deformação plástica. Este fenómeno obviamente modifica a tensão crítica e um método empírico de avaliar esta nova tensão deve-se a Jonhson e Ostenfeld. Segundo os mesmos autores, quando a tensão crítica elástica, mais conhecida por tensão de Euler (σ_e), é superior a metade da tensão de cedência (σ_o), a tensão crítica de instabilidade passa a ser dada por $\sigma_{jo} = [1 - (\sigma_o / 4\sigma_e)] \cdot \sigma_o$, assumindo que o limite proporcional é $0,5 \sigma_o$.

O conceito de largura efectiva é uma maneira de exprimir a diminuição da resistência duma placa após o desenvolvimento de grandes deformações. Este enfraquecimento da placa é expresso através da redução da largura da placa que efectivamente resiste às cargas compressivas [48].

De acordo com o método de Faulkner *et al.* [91] a capacidade de carga máxima da placa reforçada, modelada como um reforço associado a uma placa de largura igual à largura efectiva, é dada por:

$$\phi = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_o} \left[\frac{A_s b_e t}{A_s + b t} \right] \quad (103)$$

em que a tensão crítica é dada por uma das duas expressões:

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_o} = \begin{cases} 1 - \frac{1}{4} \left(\frac{a}{\pi r_{ce}} \right)^2 \frac{\sigma_o}{E}, & \sigma_e \geq 0.5 \sigma_o \\ \frac{\sigma_e}{\sigma_o} = \left(\frac{\pi r_{ce}}{a} \right)^2 \frac{E}{\sigma_o} & \sigma_e < 0.5 \sigma_o \end{cases} \quad (104)$$

$$r_{ce}^2 = \frac{I_e'}{A_s + b_e t} \quad (105)$$

e EI_e' é a rigidez estrutural à flexão do conjunto placa reforço. A largura efectiva tangente da placa associada b_e' , que é utilizada no cálculo do momento de inércia efectivo, é dada por:

$$\frac{b_e'}{b} = \frac{1}{\beta} \sqrt{\frac{\sigma_o}{E}} \quad (106)$$

e a largura efectiva da placa pela equação (5) que se relembra ser dada por

$$\frac{b_e}{b} = \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2}.$$

A largura efectiva deve ser afectada de factores redutores que representam a influência das tensões residuais, carregamento biaxial e esforço de corte também presentes e que se designam respectivamente por R_r , R_y e R_τ sendo dados pelas equações abaixo:

$$R_r = \begin{cases} 1 - \left(\frac{2\eta}{b/t - 2\eta} \right) \left(\frac{\beta^2}{2\beta - 1} \right) \frac{E_t}{E}, & \beta \geq 1 \\ 1 & \beta < 1 \end{cases} \quad (107)$$

$$R_y = 1 - \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yu}} \right)^2, \quad \sigma \leq 0.25 \sigma_o \quad (108)$$

$$R_{\tau} = \left\{ 1 - \left(\frac{\tau}{\tau_o} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (109)$$

onde

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} \frac{3,62\beta^2}{13,1 + 0,25\beta^4} & \text{para } 0 \leq \beta \leq 2,7 \\ 1 & \text{para } \beta > 2,7 \end{cases}$$

A largura η da faixa à tracção das tensões residuais resultantes do processo de soldadura é considerada normalmente como tendo valores entre 3 e 4,5.

O método requer a utilização de um procedimento iterativo para calcular correctamente o valor σ_{cr}/σ_o mas normalmente duas ou três iterações são suficientes.

Embora a equação do módulo tangente elástico tenha sido inicialmente proposta por Faulkner et al. [91], Guedes Soares e Faulkner [72] fizeram notar que a expressão mais simples:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} \frac{\beta-1}{1,5} & \text{para } 0 \leq \beta \leq 2,5 \\ 1 & \text{para } \beta > 2,5 \end{cases} \quad (110)$$

era suficientemente precisa.

A equação (5) considera implicitamente as imperfeições iniciais médias enquanto que a equação (107) corrige-a relativamente à existência de tensões residuais. O problema maior com a utilização corrente daquela fórmula é a representatividade das imperfeições das placas que lhe serviram de base não ser necessariamente aplicável ao tipo de estruturas que se pretenda projectar ou estudar.

Este problema foi identificado por Guedes Soares [51] que apresentou uma expressão alternativa para expressar a resistência da placa perfeita, a qual poderia ser corrigida explicitamente tanto da influência das imperfeições iniciais como das tensões residuais. Guedes Soares [51] demonstrou também como se poderia derivar equações do tipo da equação (5), que só depende da esbelteza da placa, incluindo implicitamente a influência das imperfeições iniciais e das tensões residuais características de cada tipo de estrutura ou navio.

Em algumas aplicações é preferível dispor de expressões simples que incorporem implicitamente o efeito das imperfeições iniciais e tensões residuais. Contudo, quando essas expressões são desenvolvidas ficam inevitavelmente limitadas a um determinado tipo de estrutura para a qual as imperfeições usadas são típicas. O conceito base [134,135] é de que a resistência de uma placa depende das imperfeições que realmente tem. Como tal informação é desconhecida mas pode ser descrita em termos probabilísticos, torna-se possível prever o valor esperado da resistência da placa com base na distribuição de probabilidades de ocorrência.

Se $\phi_p(\beta, \eta, \delta)$ for a resistência prevista, função explícita da esbelteza, tensões residuais e imperfeições, e $\phi_a(\beta)$ a resistência prevista por uma função dependente unicamente de β , então pode-se relacionar as duas através de um factor de modelação, $B(\beta, \eta, \delta)$:

$$\phi_p(\beta, \eta, \delta) = \phi_a(\beta) \cdot B(\beta, \eta, \delta) \quad (111)$$

O valor esperado para este factor pode ser usado para obter uma expressão simples dependendo somente de β :

$$\phi(\beta) = \phi_a(\beta) \bar{B} \quad (112)$$

onde

$$\bar{B} = \iiint B(\beta, \eta, \delta) f_{\beta, \eta, \delta}(\beta, \eta, \delta) d\beta d\eta d\delta \quad (113)$$

e $f_{\beta, \eta, \delta}(\beta, \eta, \delta)$ é função de densidade de probabilidade conjunta dos três parâmetros que definem a resistência da placa.

É argumentado também que a distribuição pode ser descrita pelo produto das três distribuições marginais porque elas se podem considerar independentes. Os histogramas de dados recolhidos em diferentes navios mostra que as diferenças não são grandes entre os navios mercantes [135], mas o mesmo não se pode dizer na comparação entre placas de navios tanques e de guerra [134]. A forma genérica das equações obtidas com esse procedimento são $\frac{b_e}{b} = \frac{a_1}{\beta} - \frac{a_2}{\beta^2}$

onde a_1 e a_2 são coeficientes que dependem do tipo de navio e do nível de

segurança pretendido na equação de projecto.

4.2.2 *Formulação de Perry -Robertson*

Dwight e Little [136] basearam-se nas curvas europeias múltiplas de colunas as quais são apresentadas em função das imperfeições iniciais. A resistência das placas reforçadas é suportada pelo método de Perry-Robertson [104,137]. Não concordando com o conceito genericamente aceite de largura efectiva, adoptaram o conceito da tensão de cedência efectiva. Em consequência disso, as curvas de previsão da resistência dão uma tensão de cedência reduzida em função de b/t . A tensão de cedência reduzida é então usada conjuntamente com a esbelteza de coluna λ como dados de entrada nas curvas da resistência de coluna. A acção da presença simultânea de tensões de corte é também considerada. Outro aspecto interessante da formulação de Dwight e Little é a proposta de utilização de duas classes de curvas de placas, dependendo do nível das tensões residuais.

Carlsen [138] baseou-se na formulação de Perry-Robertson mas utilizando o conceito de largura efectiva para a placa associada. A tensão média no conjunto placa/reforço é dada por:

$$\phi = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{A_e}{A_t} \frac{(1 + \gamma + \varepsilon) - \sqrt{(1 + \gamma + \varepsilon)^2 - 4\gamma}}{2\gamma} \quad (114)$$

onde

$$\gamma = \frac{\sigma_o}{\sigma_e} \quad (115)$$

$$\varepsilon = \frac{z_c \delta_o}{i_e^2} \quad (116)$$

e z_c é a distância do eixo neutro da placa reforçada efectiva até à fibra em compressão mais afastada. Em consequência, no caso do colapso da placa essa distância é z_p e no caso do colapso do reforço é z_s . Carlsen ainda aconselha que a tensão de Euler, σ_e , e o raio de giração da placa reforçada, i_e , sejam calculados considerando a placa associada como totalmente efectiva, já que as correcções pela

utilização da largura efectiva produzem poucas alterações nos seus valores.

A amplitude da imperfeição inicial do reforço é assumida ser igual a $\delta_0 = 0,0015a$. No caso da ruína à compressão da placa, é considerado também uma correcção para o deslocamento do eixo neutro devido à perda de efectividade da placa associada, resultando uma amplitude corrigida dada por:

$$\delta_0 = 0,0015a + z_p \left(\frac{A_t}{A_e} - 1 \right) \quad (117)$$

A largura efectiva da placa usada no cálculo da área seccional efectiva A_e é dada por:

$$\frac{b_e}{b} = \begin{cases} \frac{1,8}{\beta} - \frac{0,8}{\beta^2} & \Leftarrow \beta > 1,0 \\ 1,0 & \Leftarrow \beta < 1,0 \end{cases} \quad (118)$$

$$\frac{b_e}{b} = \begin{cases} 1,1 - 0,1\beta & \Leftarrow \beta > 1,0 \\ 1,0 & \Leftarrow \beta < 1,0 \end{cases} \quad (119)$$

respectivamente para o caso da ruína induzida pela placa e da ruína induzida pelo reforço.

Esta formulação toma como referência imperfeições iniciais iguais a $0,01b$ e tensões residuais de $0,2\sigma_o$. É aconselhada a redução de 5% no valor da resistência máxima caso existam tensões residuais no reforço.

Este método é a base da nota técnica da classificadora DNV [115] para a previsão de resistência à encurvadura de placas reforçadas com reforços contínuos, introduzindo pequenas alterações, isto é, para a ruína do reforço a tensão de cedência é substituída pela tensão crítica em placas com reforços muito esbeltos e o parâmetro ε é aumentado se γ for alto; para a ruína da placa o deslocamento do eixo neutro devido à perda de efectividade da placa associada é reduzido de 30% e consequentemente a resistência prevista vem aumentada comparativamente à formulação original; adicionalmente é requerido um teste à resistência flexo-torçional do reforço, vulgarmente conhecido na literatura inglesa por 'tripping'.

4.2.3 Método da ABS

4.2.3.1 Formulação geral

O método proposto na Nota Técnica da Classificadora 'American Bureau of Shipping' (ABS) [139] recomenda que a resistência à encurvadura dos longitudinais e demais reforços com chapa associada sejam tratados como vigas-colunas entre os dois pontos de apoio, isto é, balizas, cavernas, vaus, etc., sujeitos a compressão axial e carga lateral.

A carga de estado limite de projecto é determinada pela expressão:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_{ua} \cdot \frac{A_e}{A}} + m \frac{\sigma_b}{\sigma_{ub}} \leq S_m \quad (120)$$

onde os índices das tensões a , b and u referem respectivamente à compressão axial, flexão e máxima.

Em compressão uniaxial dos painéis somente o primeiro termo é relevante, e então, a resistência máxima prevista segundo o procedimento proposto pela ABS virá:

$$\phi_u = \frac{\sigma_{ua}}{\sigma_o} \cdot \frac{A_e}{A} = \phi_{ua} \frac{A_e}{A} \quad (121)$$

onde os índices das tensões tem o significado habitual.

4.2.3.2 Resistência da placa associada

A resistência máxima da placa associada é determinada pela equação (8) de Frankland para placas longas e que se relembra ser

$$\sigma_{up} \equiv \phi_{uFr} = \frac{2,25}{\beta} - \frac{1,25}{\beta^2} \quad (\beta > 1) \text{ a qual foi também adoptada pela U.S. Navy.}$$

Para placas largas, a ABS recomenda a formulação de Valsgaard com uma modificação que consiste na substituição, no primeiro termo, da equação de Faulkner para placas longas pela equação de Frankland:

$$\sigma_{up} \equiv \frac{1}{\alpha} \phi_{uFr} + 0,08 \left(1 - \frac{1}{\alpha} \right) \left(1 + \frac{1}{\beta^2} \right) \leq 1,0 \quad (122)$$

A resistência máxima dos elementos de placa, equações (8) e (122), deve ser

utilizada sempre que a tensão aplicada excede a tensão crítica à encurvadura.

A tensão crítica à encurvadura é definida elasticamente pela tensão de Euler normalizada, ϕ_e , conjuntamente com a parábola de Ostenfeld-Bleich, de forma a considerar o comportamento elastoplástico.

Definindo a tensão normalizada de Euler por:

$$\phi_e \equiv \frac{\sigma_e}{\sigma_o} = k_i \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{\beta^2} \quad (123)$$

a tensão crítica à encurvadura é:

$$\begin{cases} \phi_c = \phi_e & \Leftarrow \phi_e \leq p_r \\ \phi_c = 1 - p_r(1 - p_r) \frac{1}{\phi_e} & \Leftarrow \phi_e \geq p_r \end{cases} \quad (124)$$

O limite proporcional recomendado é $p_r = 0,6$. O coeficiente k_i varia com as condições de carga e o tipo de reforços. Em placas longas k_i deve ser tomado igual a 4 ou 4,4 dependendo da rigidez torcional dos reforços. Perfis barra e bolbos consideram-se perfis torcionalmente fracos ($k_i = 4,0$), enquanto 'T' e perfis em angulo são considerados resistentes à instabilidade flexo-torcional.

Para placas largas k_i é também dependente da razão de dimensões e é definida por:

$$k_i = \left(1 + \frac{1}{\alpha^2}\right)^2 \cdot c_2 \quad (125)$$

onde:

$c_2 = 1,1$ para perfis barra e bolbos

$c_2 = 1,2$ para perfis em 'T' e 'L'

Contudo, nos testes de placas reforçadas em compressão uniforme que aqui se apresentam, a tensão crítica dos elementos de placa é sempre excedida pelo que somente as equações (8) e (122) devem ser utilizadas.

A Figura 91 compara a previsão de resistência da placa pelas formulações mencionadas, mostrando que a fórmula de Faulkner é aproximadamente o valor médio das propostas de resistência máxima da ABS (equação de Frankland) e do método de Carlsen para falha da placa (PIF). A tensão crítica está bem abaixo das

restantes na região de comportamento elástico como seria de esperar.

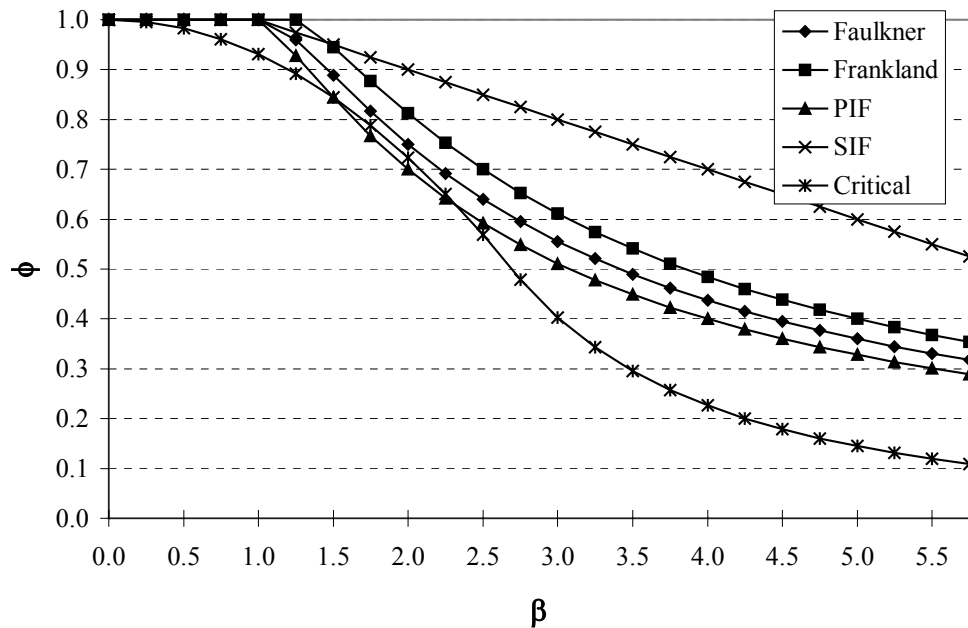


Figura 91 Comparação entre as previsões de resistência à compressão da placa associada utilizada no método de Faulkner, método de Carlsen para a ruína da placa associada (P.I.F.) e ruína do reforço (S.I.F.) e os critérios propostos pela ABS (Frankland e crítica).

A fórmula para a ruína do reforço (SIF) não é uma fórmula para a previsão de resistência da placa mas antes uma previsão da efectividade da placa quando da ruína do reforço.

As grandes diferenças entre estas diversas previsões de resistência tem uma importância decisiva na avaliação da resistência dos painéis reforçados e deve ser comparada com as conclusões da análise dos painéis reforçados.

4.2.3.3 Compressão axial dos reforços

A resistência máxima da viga coluna constituída por reforço e placa associada, sob a acção de compressão axial, pode ser obtida a partir da equação (124) considerando que a tensão normalizada de Euler da viga coluna é dada por:

$$\phi_e \equiv \frac{\sigma_e}{\sigma_o} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_{ua}}{\sigma_o} = \phi_c \quad (126)$$

onde a esbelteza de coluna é:

$$\lambda = \frac{\ell}{r} \sqrt{\frac{\sigma_o}{E}} \quad (127)$$

A resistência do painel não poderá exceder a tensão limite flexotorcional do reforço. A determinação da tensão limite flexotorcional do reforço segue o procedimento de Ostenfeld-Beich para considerar os efeitos elastoplásticos sempre que a tensão limite flexotorcional do reforço excede o limite proporcional.

4.2.4 *Instabilidade dos reforços*

A maioria dos métodos de projecto não considera explicitamente a ruína do flexotorcional do reforço como critério de falha. O critério normalmente adoptado consiste em projectar os reforços de tal forma que a ruína flexotorcional do reforço seja sempre evitada; tal consegue-se através da imposição de geometria e espessuras mínimas para a alma e banzo. O colapso de natureza flexotorcional do reforço é normalmente súbito, conduzindo a uma perda da capacidade de carga muito rápida, com uma acentuada redistribuição de forças em toda a estrutura o que origina a ruína dos componentes adjacentes, pondo em perigo toda a estrutura, pelo que deve ser evitada. Para perfis barra o problema é contornado assegurando que a razão entre a altura e a espessura do reforço satisfaz a relação:

$$\frac{h}{t} \leq c \sqrt{\frac{E}{\sigma_o}} \quad (128)$$

onde $c = 0,35 \approx 0,37$.

Um outro aspecto importante dos critérios de projecto que em princípio pretende garantir alguma segurança em relação à ruína do reforço, é a falta de formulações teóricas que tratem adequadamente este tipo de colapso especialmente no domínio elastoplástico, tendo em conta todos os tipos de interacção principais.

4.2.4.1 Tensão flexotorcional elástica do reforço

Não existem ainda muitos estudos relativos ao comportamento flexotorcional do reforço. Este estudo socorreu-se dos trabalhos de Faulkner [100,101] e Adamchak [140] para definir a resistência a este tipo de ruína, usando-

os para determinar a tensão flexotorcional crítica do reforço e para a estimar o modo de descarga depois de aquela tensão ter sido atingida o que permite caracterizar o comportamento após o colapso. Esses autores basearam-se no princípio de Rayleigh para obterem a tensão crítica elástica relativa a este tipo de ruína. Além disso introduziram algumas correcções com a intenções de abranger os fenómenos de natureza elastoplastica e a ausência de linearidade da interacção entre a placa e o reforço.

A expressão final inclui as contribuições da torção do reforço, da flexão do reforço perpendicularmente ao plano da placa associada, do empeno do reforço e da energia de deformação elástica igualando-a à energia flexotorcional crítica elástica:

$$I_p \sigma_T = GJ + \frac{m^2 \pi^2 E T_p}{a^2} + \frac{C_s a^2}{m^2 \pi^2} \quad (129)$$

onde J é a constante à torção de St. Venant, T_p é um parâmetro de instabilidade flexotorcional que inclui a flexão no plano do reforço $I_z \bar{z}^2$ e as contribuições devidas ao empeno longitudinal Γ definido da seguinte forma:

$$T_p = I_z \bar{z}^2 + \Gamma \quad (130)$$

e C_s é a rigidez elástica de mola à rotação por unidade de comprimento da ligação placa reforço, a qual pode ser estimada como:

$$C_s = \frac{Et^3}{2,73b} \quad (131)$$

A equação (129) considera um constrangimento constante em toda a ligação do perfil à chapa, mas pode-se obter uma aproximação mais precisa se tomar em conta a acção destabilizadora das deformações na chapa resultantes do carregamento. Faulkner [101] propôs que o constrangimento rotacional fosse aproximado através de uma interacção linear baseada na análise do comportamento dinâmico de painéis de navios [141].

$$\frac{C}{C_s} + \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1 \quad \Leftarrow \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \leq 2 \quad (132)$$

onde a σ_{cr} é a tensão crítica elástica para uma placa simplesmente apoiada:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} E \left(\frac{t}{b} \right)^2 \left[\frac{m_0 b}{a} + \frac{a}{m_0 b} \right] \quad (133)$$

Introduzindo as equações (132) e (133) na equação (129), a tensão flexotorcional crítica vem dada por:

$$\sigma_T = \frac{GJ + \frac{m^2 \pi^2 E T_p}{a^2} + \frac{C_s a^2}{m^2 \pi^2}}{I_p + \frac{C_s a^2}{m^2 \pi^2 \sigma_{cr}}} k \quad (134)$$

O coeficiente k é uma tentativa para incluir a interacção entre a placa e o reforço tendo sido recomendado pelo proponentes os valores 1, 0, 0,5 e 0 respectivamente para $m_o / m = 1, 2, 3$ e superior a 3. Em teoria duas ressalvas devem ser feitas a esta aproximação: primeiro, o terceiro valor deve ser 0,33 porque somente um terço da placa está a destabilizar o reforço; segundo, se a placa está a destabilizar o reforço então o reforço tende a estabilizar a placa pelo a placa está sujeita a algum constrangimento rotacional, resultando que as condições fronteira de simplesmente apoiada assumidas para a placa sejam de alguma forma conservadoras, prevendo-se uma resistência da placa inferior à real. Finalmente formulação não considera qualquer plastificação que ocorra na ligação placa reforço; a existência de plastificação local reduz grandemente a constante de mola com implicações directas na previsão da tensão crítica flexotorcional.

4.2.4.2 Comportamento elasto-plástico

Para considerar o comportamento inelástico, Faulkner [101] recomendou o uso do módulo estrutural $\sqrt{E_t E}$ em vez de E_t a utilizar nas fórmulas de resistência à encurvadura, devido à acção da flexão local, e um módulo tangente definido pela parábola de Ostenfeld-Bleich:

$$\frac{E_t}{E} = \frac{\phi(1-\phi)}{p_r(1-p_r)} \quad (135)$$

A tensão crítica flexotorcional elastoplástica do reforço com placa associada é dada por:

$$\begin{aligned}\phi_{Ti} &= \frac{\phi_T^2}{\phi_T^2 + p_r(1 - p_r)} \quad \Leftarrow \phi_T > p_r \\ \phi_{Ti} &= \phi_T \quad \Leftarrow \phi_T < p_r\end{aligned}\tag{136}$$

onde se recomenda que p_r seja tomado igual a 0,8 devido à presença de uma faixa relativamente larga de tensões residuais de tracção. Contudo para navios em serviço, é mais realista tomar $p_r = 0,5$ porque o nível de tensões residuais diminui significativamente no início da vida operacional do navio.

É definido ainda a tensão flexotorcional máxima suportada pelo painel através de:

$$\phi_{Tu} = \phi_{Ti} \frac{A_s + b_e t}{A_s + bt}\tag{137}$$

onde a largura efectiva da placa associada b_e deve ser calculada para a esbelteza correspondente ao carregamento instantâneo, isto é $\beta = \beta_0 \cdot \sqrt{\varepsilon_{Ti}}$, usando a equação de Faulkner, eventualmente corrigida da forma como foi indicado anteriormente; a aproximação utilizada para calcular b_e considera implicitamente que o reforço tem um comportamento linear elástico até ser atingida a tensão σ_{Ti} e portanto a extensão correspondente será $\varepsilon_{Ti} = \sigma_{Ti} / E$ que é simultaneamente a extensão média da placa.

4.2.5 Calibração com os testes

Os resultados experimentais disponíveis na literatura da especialidade já foram referidos na secção 4.1.3.

4.2.5.1 Análise dos resultados experimentais

A análise e comparação dos testes com os critérios de projecto é feito através da razão entre a resistência prevista e a resistência dos testes. Assim a coluna identificada como Faulkner na Tabela 16 representa a média das razões entre a resistência prevista pela formulação de Jonhson-Ostenfeld, equação (103), e a resistência do teste correspondente. Para a coluna identificada por Carlsen, foi usada a equação (114), suportada pela equação (118) para a falha induzida pela placa e pela equação (119) para a falha induzida pela reforço. No caso da ABS, a

previsão baseia-se na equação (121) usando a equação (8) de Frankland para avaliar a resistência da placa e as equações auxiliares (123), (124) e (126).

Os resultados estão apresentados por origens de forma a permitir a identificação desta possível fonte de erro, por estar relacionado com a maneira como os ensaios são conduzidos; a compilação dos resultados por tipo de soldadura e condições fronteira utilizadas são também apresentadas separadamente na Tabela 16.

Médias								
MÉTODO	FAULKNER	CARLSEN		ABS-UPS		ABS-CPS		n.º
ORIGEM		P.I.F.	S.I.F.	s/ trip.	c/ trip.	s/ trip.	c/ trip.	Obs
FAULKNER [123]a	1.222	1.039	1.140	1.457	1.413	1.131	1.093	18
FAULKNER [123]b	1.003	0.817	0.957	1.294	1.194	0.882	0.824	24
MATHEWSON [122]	1.028	0.731	0.961	1.416	1.292	0.847	0.753	17
RUTHERFORD [108]	0.990	0.953	0.851	1.027	1.027	0.933	0.933	5
HORNE [125,142]	1.030	0.944	0.935	1.148	1.037	0.987	0.887	44
SMITH [116]	1.022	0.874	1.043	1.138	1.112	0.889	0.760	7
Soldadura continua	1.061	0.924	0.982	1.265	1.183	0.971	0.915	79
Soldadura intermitente	1.020	0.829	0.949	1.274	1.125	0.921	0.798	36
TODOS-Encastrados	1.003	0.815	0.972	1.250	1.065	0.901	0.748	33
TODOS-Simples. Ap.	1.066	0.926	0.972	1.274	1.204	0.978	0.931	82
TODOS	1.052	0.897	0.978	1.275	1.170	0.959	0.881	115
TODOS*	1.020	0.871	0.948	1.242	1.125	0.927	0.841	101
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO								
METODO	FAULKNER	CARLSEN		ABS-UPS		ABS-CPS		
ORIGEM		P.I.F.	S.I.F.	s/ trip	c/ tripp	s/ trip	c/ tripp	
FAULKNER [123]a	0.116	0.162	0.128	0.198	0.216	0.108	0.125	
FAULKNER [123]b	0.062	0.181	0.183	0.224	0.171	0.112	0.187	
MATHEWSON [122]	0.119	0.181	0.188	0.189	0.245	0.134	0.206	
RUTHERFORD [108]	0.080	0.047	0.151	0.197	0.197	0.108	0.108	
HORNE [125,142]	0.107	0.145	0.120	0.150	0.213	0.100	0.174	
SMITH [116]	0.161	0.271	0.062	0.164	0.164	0.270	0.470	
Soldadura continua	0.131	0.193	0.154	0.217	0.222	0.158	0.219	
Soldadura intermitente	0.095	0.183	0.169	0.181	0.249	0.123	0.183	
TODOS-Encastrados	0.099	0.165	0.149	0.216	0.305	0.118	0.160	
TODOS-Simples. Ap.	0.126	0.195	0.163	0.203	0.194	0.154	0.205	
TODOS	0.126	0.196	0.163	0.211	0.238	0.153	0.222	
TODOS*	0.103	0.190	0.151	0.204	0.222	0.138	0.213	

* Dados analisados sem a ref. FAULKNER [123]a

Tabela 16 Comparação dos diversos métodos de previsão de resistência organizados por origem dos testes, tipo de soldadura (continua e intermitente) e condições fronteira nos topos carregados (encastrado e simplesmente apoiado). A previsão denominada ABS-UPS usa a resistência máxima da placa dada pela equação (8) e previsão ABS-CPS utiliza a equação (123).

O método de Faulkner parece ser o mais fiável para todas as origens de dados disponíveis com excepção de uma origem, Faulkner a) como indicado na Tabela 16. A média geral das previsões normalizadas pelos resultados experimentais respectivos é 1,05 com um coeficiente de variação de 13%. Esta dispersão relativamente alta deve-se principalmente ao valor médio muito alto e pouco usual de uma série de teste orientados por Faulkner, os quais apresentam

em média cerca de 20% menos resistência do que a prevista, qualquer que seja o método de previsão considerado.

Para esta série de testes a resistência é muito baixa o que pode ser devido a um procedimento incorrecto e sistemático durante a execução dos ensaios ou devido à grande diferença existente entre a tensão de cedência da placa e a do reforço; por esta última razão tornou-se claro a necessidade de definir objectivamente a tensão de cedência a utilizar nos métodos de previsão de resistência sempre que estes dois valores sejam díspares.

A escolha mais lógica e mais utilizada é considerar a tensão de cedência como resultado da ponderação das áreas seccionais pelas respectivas tensões de cedência da placa σ_{op} e do reforço σ_{os} :

$$\sigma_o = \frac{A_s \sigma_{os} + A_p \cdot \sigma_{op}}{A_s + A_p} \quad (138)$$

Quando esta origem, Faulkner a) da Tabela 16, é removida da base de dados, todos os métodos apresentam melhores valores do coeficiente de variação. Mas, também nestas condições, o método de Faulkner continua a ser o mais fiável tendo um valor médio de 1,02 e um coeficiente de variação de 10% igual ao atribuído por Faulkner aos erros sistemáticos avaliados através de uma série de ensaios executados especificamente para o efeito. É também muito importante notar a concordância entre todas as fontes de dados quando este método é aplicado.

Além disso, o método de Faulkner não mostra qualquer tendência assinalável quando os resultados são postos em função de β e λ , tal como se pode constatar na Figura 92 e seguinte.

O método de Carlsen tem uma dispersão de resultados maiores, mais propriamente um coeficiente de variação de 16% quando se considera como previsão o valor mínimo entre a ruína induzida pela placa e a ruína induzida pelo reforço, referida como PIF e SIF nas tabelas. Este método mostra-se conservador com uma média de 0,842 quando o mínimo de PIF e SIF é utilizado, o que pode significar que o método implicitamente inclui um factor de segurança de 1,15. Contudo a incerteza associada à grande dispersão dos resultados anula de alguma

forma a margem de segurança incluída na média. A análise em separado dos dois critérios de ruína mostra que o método baseado na ruína do reforço tem um valor médio muito perto de 1 e um desvio padrão mais pequeno do que a dispersão do método baseado na ruína da placa, mas ainda assim o coeficiente de variação mantém-se em níveis muito elevados (COV=16%).

Por outro lado, o método da ABS é bastante optimista, resultando em média 27% mais elevado do que os resultados experimentais sem considerar o colapso flexotorcional (tripping) e 17% se este for tomado em linha de conta na forma descrita na secção 4.2.4. O coeficiente de variação é 21% e 24% respectivamente. Estes resultados podem ser interpretados como se a formulação de ruína flexotorcional quando aplicada conjuntamente com o método da ABS previsse valores muito baixos de resistência comparativamente aos avaliados através da ruína por flexão da coluna. Como se pode constatar pela Figura 95 e para esbeltezas de coluna baixas, a resistência à encurvadura da coluna é substancialmente maior do que a resistência por ruína do reforço. Este aspecto é mais notório sempre que a esbelteza da placa associada é elevada, Figura 94, isto é, para perfis pouco equilibrados com reforços pouco esbeltos associados a chapas muito esbeltas.

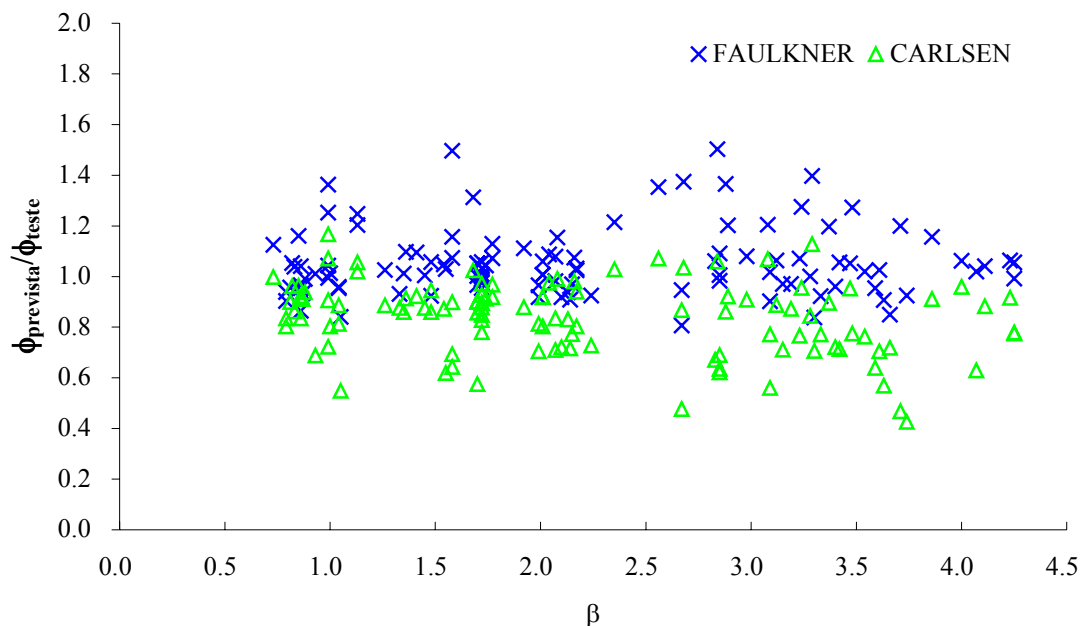


Figura 92 Normalização da previsão de resistência de placas reforçadas pelos resultados dos ensaios em função da esbelteza da placa associada, β .

Resistência de Placas Reforçadas

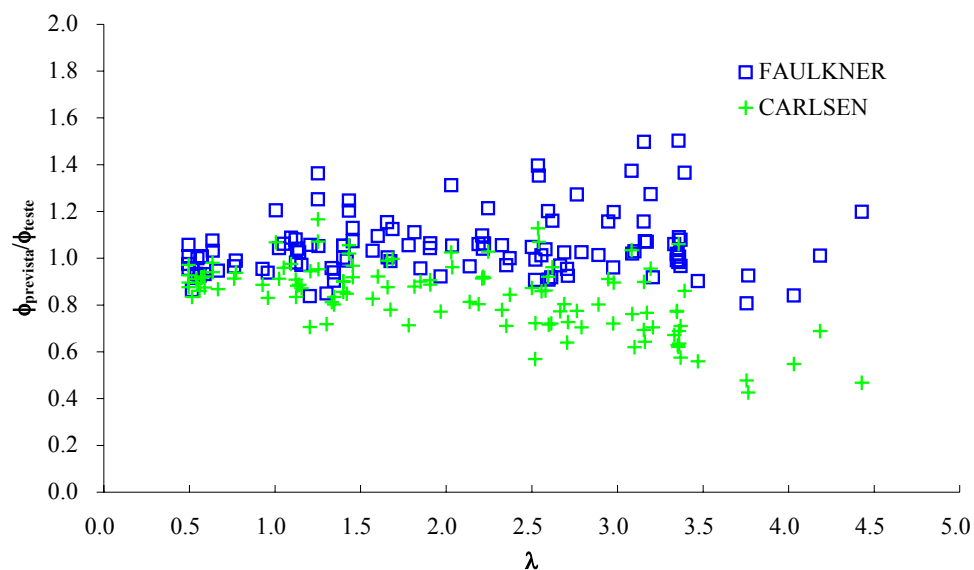


Figura 93 Normalização da previsão de resistência de placas reforçadas pelos resultados dos ensaios em função da esbelteza de coluna, λ .

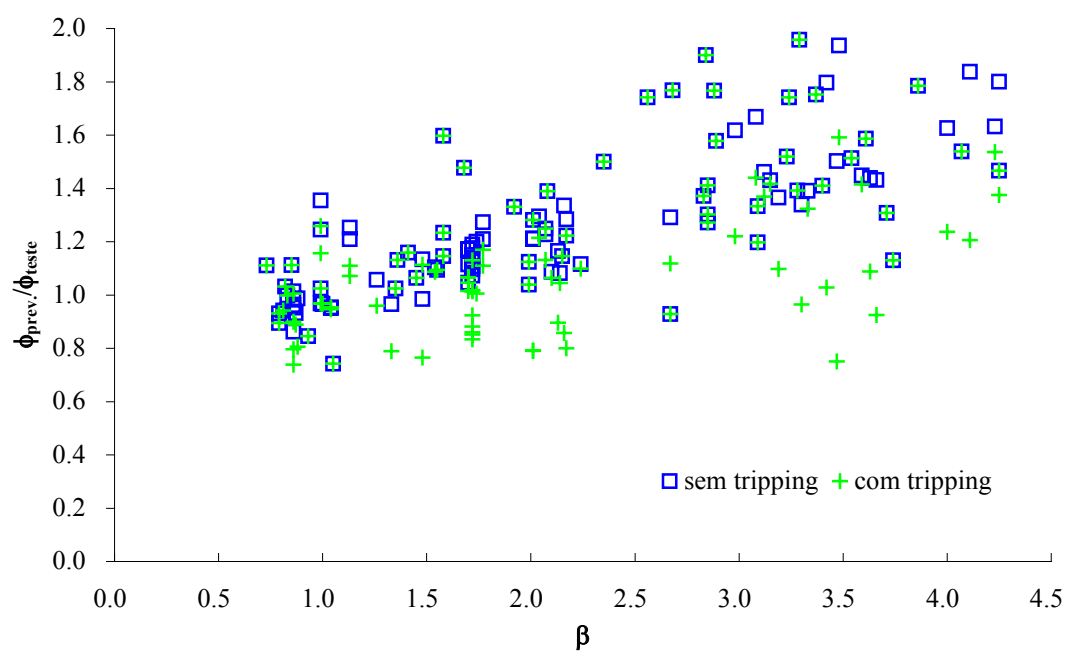


Figura 94 Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza da placa β , utilizando a resistência máxima da placa.

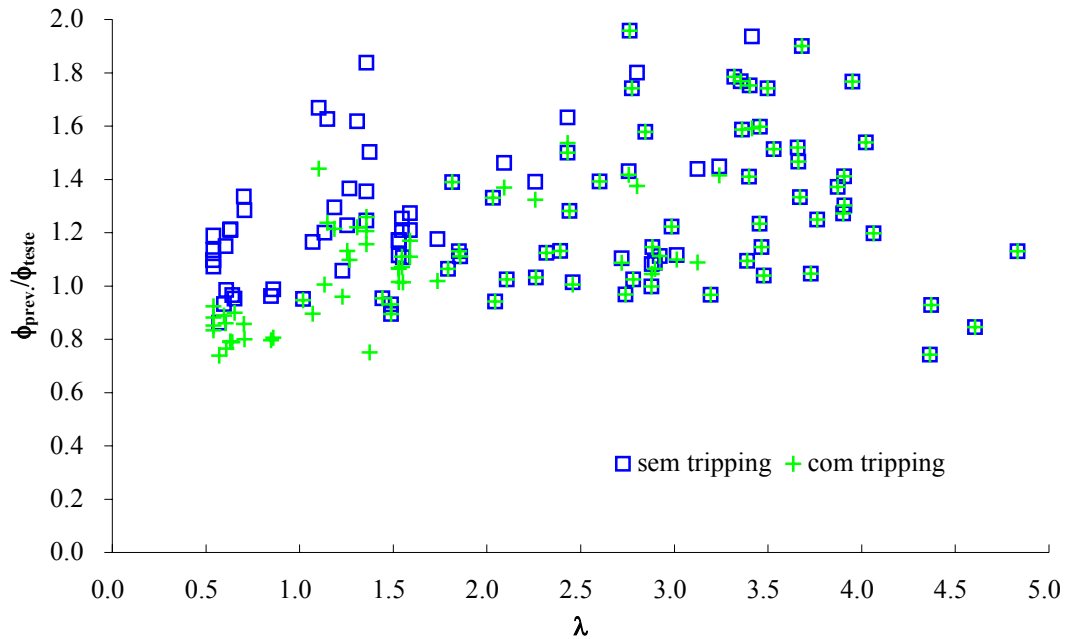


Figura 95 Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna λ , utilizando a resistência máxima da placa.

Como este método é em tudo semelhante ao de Faulkner com excepção na previsão da resistência da chapa associada, para a qual é utilizada a equação de Frankland em vez da expressão de Faulkner, pode-se concluir que a diferença de 22% no valor médio é resultado da ampliação dos 10% de diferença entre estas duas formulações da largura efectiva da placa, Figura 91.

Se a largura efectiva for definida nas condições de serviço, isto é, através da tensão crítica (124), e for utilizada no cálculo da área e do momento de inércia do perfil então o método da ABS torna-se muito ligeiramente conservativo, valor médio de 0,96, apresentando um coeficiente de variação de 15%. A utilização simultânea do critério de ruína por instabilidade do reforço torna este método muito conservador, passando de 4,1% para 11,0%, e a dispersão aumenta substancialmente (o COV aumenta para 22%), o que confirma de alguma forma que a formulação da ruína flexotorcional do reforço necessita de melhoramentos, especialmente no que concerne aos efeitos de natureza elasto-plástica e na interacção do reforço com a placa associada. Da Figura 96 e seguinte, é evidente que a formulação de ruína do reforço só afecta as placas reforçadas com baixa esbelteza de coluna e é mais ou menos independente da esbelteza da placa associada. No entanto, teoricamente para esta gama de esbelteza de coluna, o

colapso é dominado por fenômenos elasto-plásticos devidos à flexão da coluna sem interação aparente com a ruína flexotorcional do reforço.

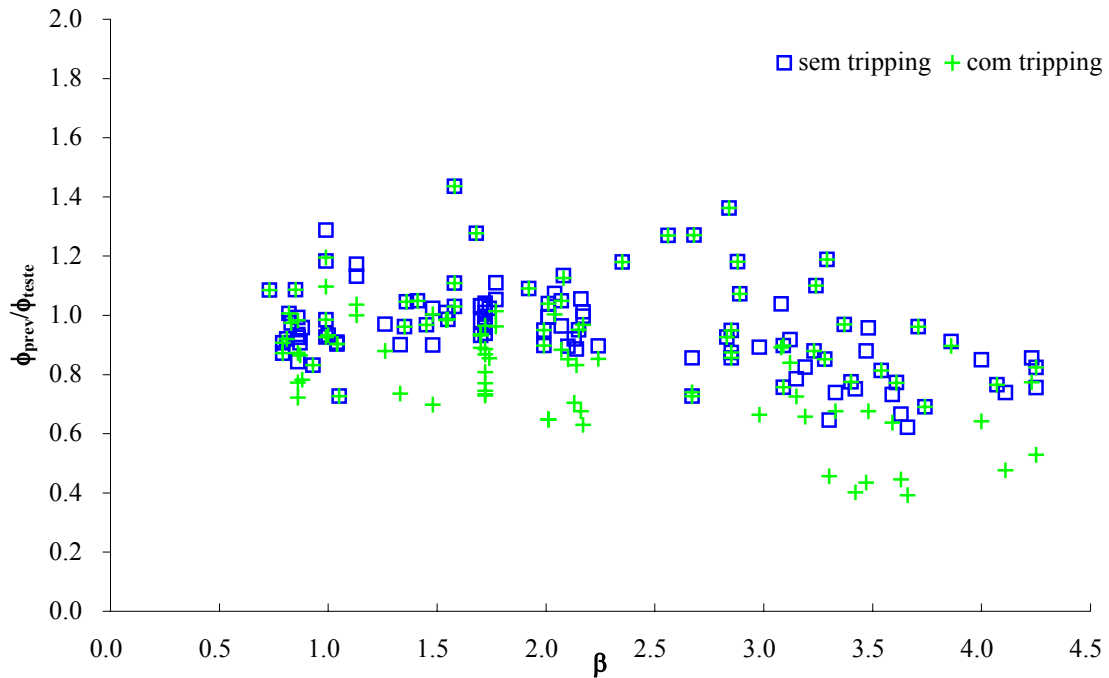


Figura 96 Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna β , utilizando a resistência crítica da placa.

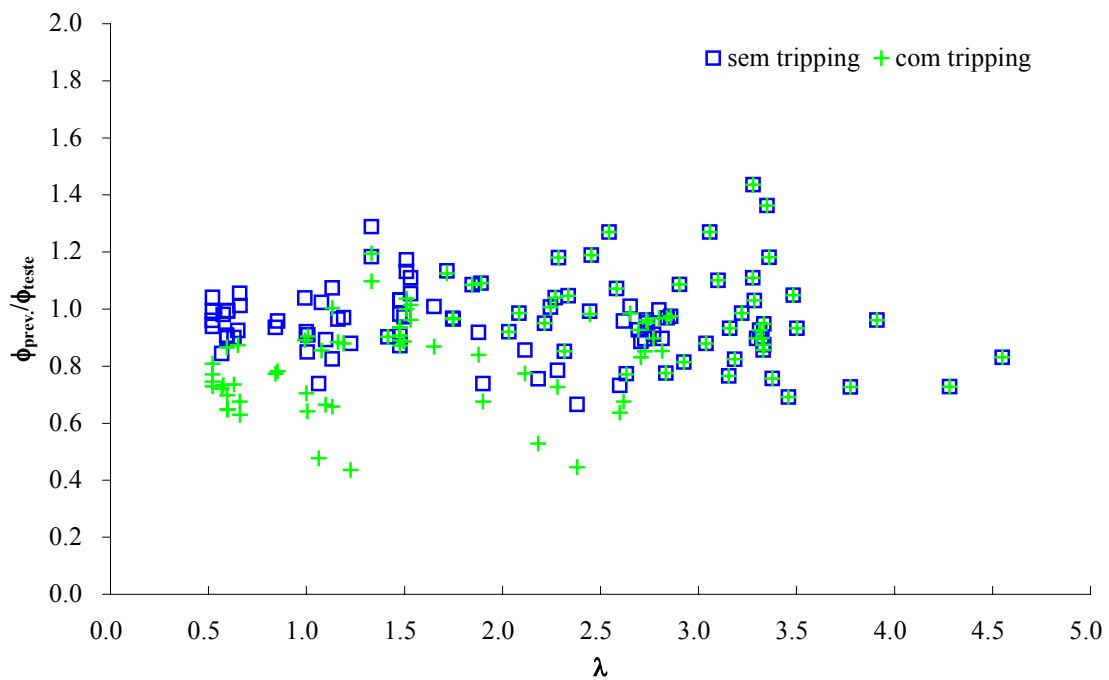


Figura 97 Previsão da resistência segundo a ABS normalizada pelos resultados dos testes em função da esbelteza de coluna λ , utilizando a resistência crítica da placa.

Uma solução para este problema parece consistir em considerar unicamente as tensões crítica flexotorcional elástica quando ela for inferior à tensão de encurvadura da coluna, ignorando eventuais fenómenos elasto-plásticos. Existem duas razões que tornam viáveis esta simplificação: a primeira está directamente relacionada com o tipo de perfis, conjunto reforço e chapa, normalmente utilizados em navios, os quais são projectados para que a ruína por flexão da coluna ocorra primeiro do que a ruína por instabilidade lateral ou torsional do reforço; a outra está associada à natureza da ruína lateral ou torsional de reforços ‘fracos’. Para este tipo de reforços, por exemplo perfis barra de espessura inferior à da chapa associada, a ocorrência prematura da falha do reforço dá-se no domínio elástico deixando de ter grande relevância quaisquer fenómenos elasto-plásticos.

Da Figura 98 à Figura 101 apresentam-se as distribuições de previsão de resistência dos diversos métodos normalizados pelos resultados dos testes, confirmando-se a concentração de resultados na gama de 0,95 a 1,1 quando o método de Faulkner é utilizado. Também as previsões da ABS apresentam uma distribuição aproximadamente normal, Figura 101.

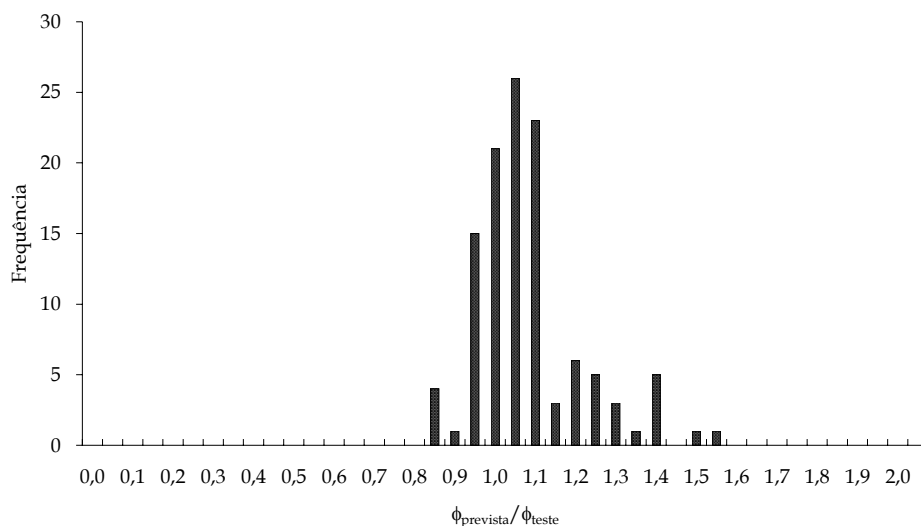


Figura 98 Distribuição dos resultados do método de Faulkner normalizados pelos testes.

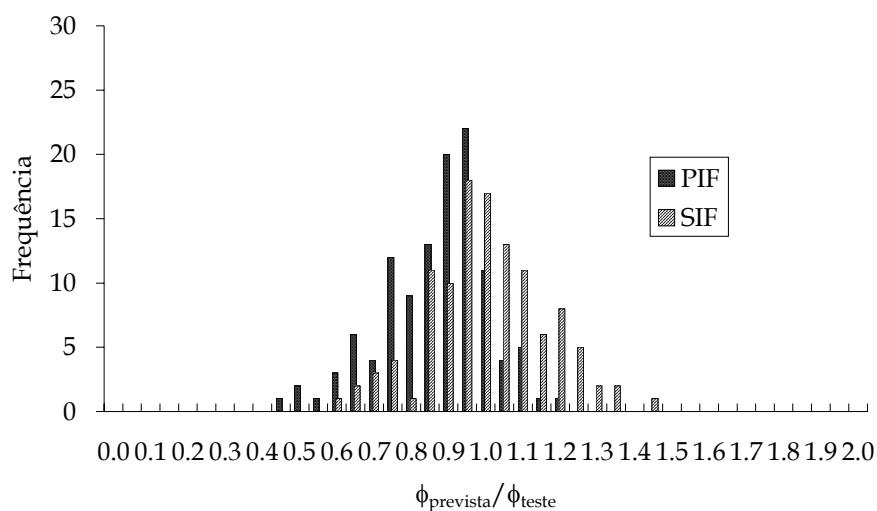


Figura 99 Distribuição dos resultados do método de Carlsen normalizados pelos testes.

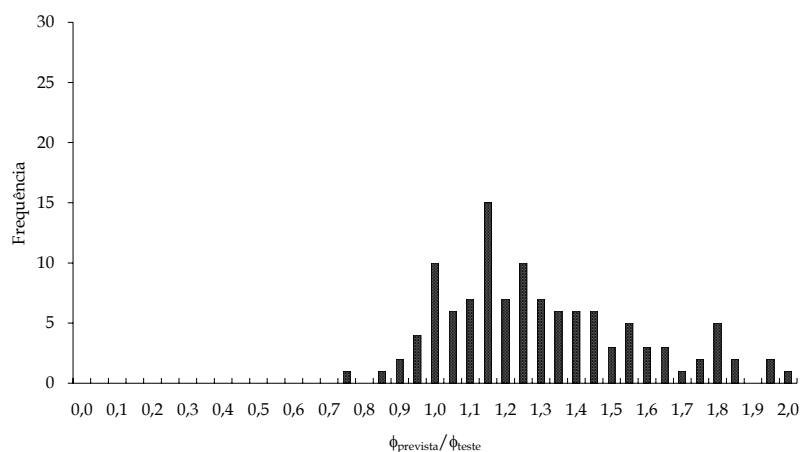


Figura 100 Distribuição dos resultados do método da ABS usando a equação de Frankland normalizados pelos testes.

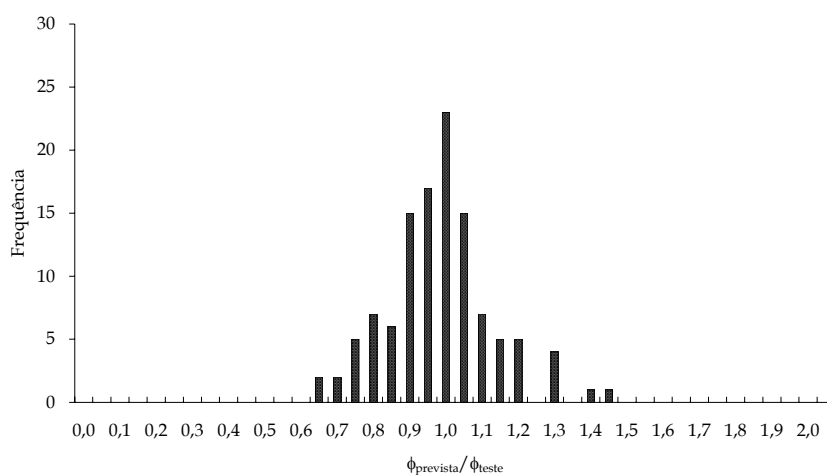


Figura 101 Distribuição dos resultados do método da ABS usando a equação de resistência crítica da placa normalizados pelos testes.

De forma a estudar a (in)dependência dos diversos métodos relativamente à resistência efectiva, as previsões normalizadas pelos resultados dos testes são apresentadas em função da resistência das placas reforçadas nos testes, porque a resistência apresentada pelos modelos de placa ensaiados incorporam sempre e simultaneamente a influência dos dois principais parâmetros: a esbelteza da placa e a esbelteza da coluna.

Da Figura 102 à Figura 105 mostram-se esses gráficos para os diversos métodos, constatando-se que o método de Faulkner não apresenta nenhuma tendência marcada com a resistência do painel e a dispersão para placas com tensões máximas baixas não aumentada substancialmente.

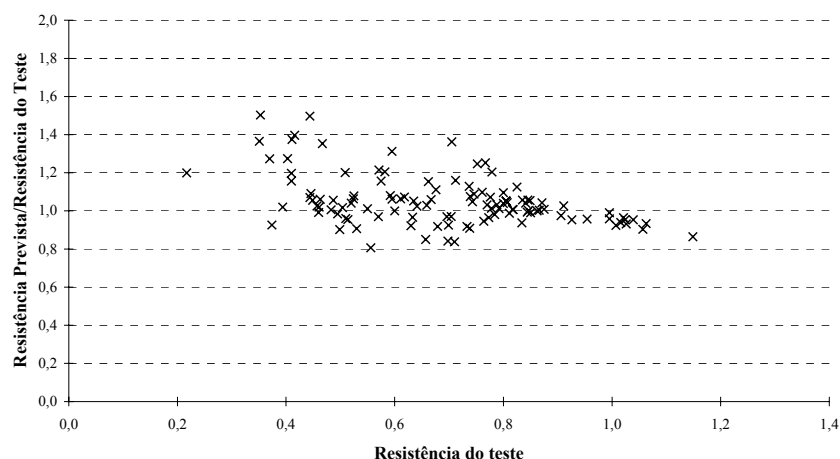


Figura 102 Método de Faulkner. Comparação entre a resistência prevista normalizada pelo resultado do ensaio respectivo em função da resistência obtida no ensaio.

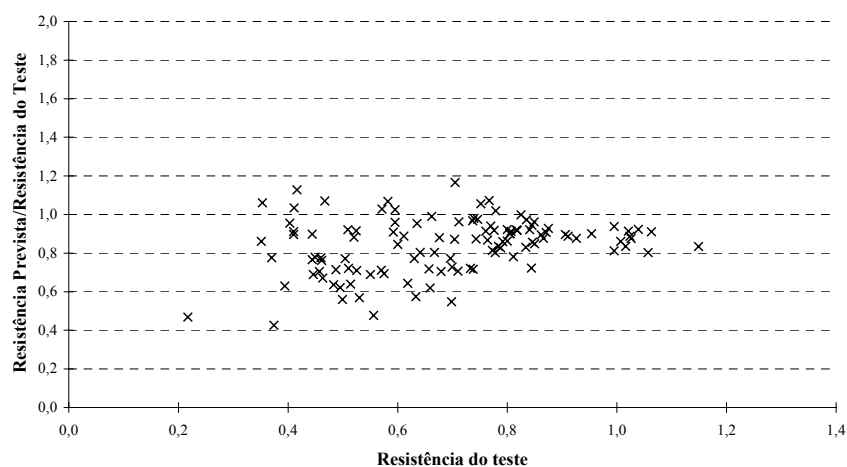


Figura 103 Método de Carlsen. Comparação entre a resistência prevista normalizada pelo resultado do ensaio respectivo em função da resistência obtida no ensaio.

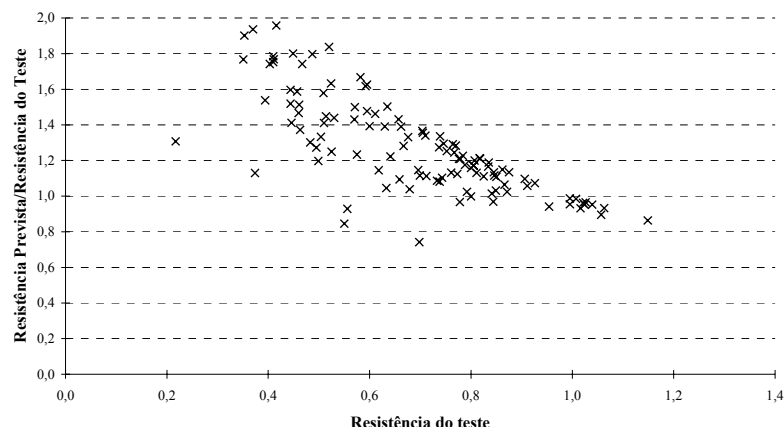


Figura 104 Método da ABS usando a tensão máxima sem instabilidade do reforço, normalizado pelo teste e em função da resistência do teste

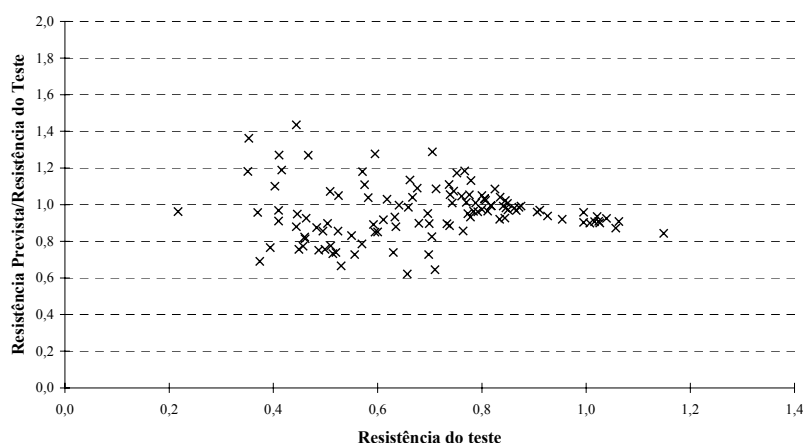


Figura 105 Método da ABS usando a tensão crítica sem instabilidade do reforço, normalizado pelo teste e em função da resistência do teste

Por seu lado, o método da ABS, utilizando a fórmula da tensão máxima da placa, tem uma grande dependência da resistência dos testes aumentando muito a dispersão de resultados para resistência baixas. Este facto, resultado da substituição de uma única fórmula vem demonstrar a importância da correcta previsão da resistência da placa associada na determinação da resistência à compressão da coluna.

A melhor concordância entre as teorias e os testes é obtida para placas reforçadas com tensões de colapso superiores a 80% da tensão de cedência. Esta gama de resistências é característica de placas reforçadas com comportamento predominantemente plástico, mas também aí os métodos baseados na formulação de Jonhson-Ostenfeld mostram-se superiores aos métodos baseados na formulação

de Perry-Robertson, estando os primeiros muito próximos da unidade enquanto os segundos se afastam ligeiramente.

4.2.6 *Pressão lateral e compressão*

A pressão lateral devido à água do mar ou ao carregamento está sempre presente nos componentes estruturais, quer sejam estas placas ou placas reforçadas. Em consequência, é importante conhecer a sua influência na resistência à compressão axial dos elementos reforçados.

Alguns dos métodos de previsão de resistência à compressão não consideram explicitamente a pressão lateral por se tomar como irrelevante os seus efeitos sempre que a pressão não excede determinados valores relativamente baixos, que é o caso dos níveis de pressão lateral presente em condições normais de operação para navios de formas vulgares. Além disso, em alguns casos, a presença de pressão lateral pode induzir um aumento de resistência, como por exemplo em algumas placas de razão de dimensões elevadas, por desenvolver deformações no modo fundamental ao qual corresponde normalmente uma resistência acrescida relativamente à das placas com modos das imperfeições iniciais críticos ou mistos, pressupondo uma razão de dimensões superior a um. Este aumento na resistência pode cancelar a contribuição negativa resultante da flexão inicial da viga coluna devido à pressão lateral.

Esta contribuição globalmente positiva para a resistência da placa reforçada pode ser encontrada em vigas colunas em compressão cujo colapso seja originário da placa associada, mas, para o caso da falha induzida pelo reforço a contribuição é muito menos marcada.

Em parte, devido a esta dualidade de comportamento o método de Faulkner não inclui nenhuma correcção para o efeito da pressão lateral enquanto que o método de Carlsen pode suportar essa contribuição introduzindo uma imperfeição inicial fictícia no reforço igual à da deformada da viga sob a acção isolada da pressão lateral.

O método da ABS utiliza uma condição limite, equação (120), a qual considera a influência da pressão lateral através do termo de flexão de viga

presente no segundo termo do primeiro membro da equação (120), onde m é um factor de ampliação e σ_{ub} é a resistência máxima da placa à flexão. Como a equação limite é linear, a redução na resistência à compressão axial pode ser calculada mesmo para valores pequenos da pressão lateral o que parece ser um pouco conservador para placas reforçadas de paredes finas.

4.2.6.1 Testes disponíveis

Smith [116] executou quatro testes de placas reforçadas com pressão lateral de entre os onze que ensaiou no total. A geometria desses painéis é semelhantes aos dos ensaiados sem pressão lateral, pelo que a comparação e análise do impacto da pressão lateral ficou bem visível. Os níveis de pressão lateral usados são da mesma amplitude daqueles a que estão sujeitos as placas do casco de navios.

Kondo e Ostapenko [143] testaram dois pequenos painéis, simplesmente apoiados, com a mesma pressão lateral mas diferentes esbelteza de coluna e da placa associada. O material utilizado foi aço de alta resistência com uma tensão de cedência de 275MPa e os painéis foram fabricados por soldadura.

Dean e Dowling [144] testaram três painéis simplesmente apoiados e reforçados por oito perfis. Os painéis foram fabricados em aço normal por soldadura. Transversalmente existiam duas balizas espaçadas de 742mm e os vãos extremos estavam mais reforçados do que o vão mediano de forma a induzir o colapso neste último. Foram usados dois níveis de pressão lateral.

Dubois [145] orientou a execução de cinco testes, dois dos quais em painéis reforçados transversalmente. Cada série tinha a mesma geometria utilizando-se níveis diferentes de pressão lateral. A tensão de cedência do aço era de 295MPa e os painéis também eram soldados.

4.2.6.2 Análise dos resultados experimentais

A análise dos resultados dos testes de placas reforçadas sujeitas à acção da pressão lateral e compressão simultânea é bastante complicada porque envolve a contribuição de três parâmetros muito importantes além de ser afectada por um grande número de parâmetros secundários. Dos parâmetros principais contam-se a esbelteza de placa, a esbelteza de coluna e a pressão lateral; os secundários, com

maior ou menor importância, apontam-se as imperfeições iniciais, as tensões residuais e a forma de carregamento, entre outros. Por essa razão, e dado o número reduzido de ensaios, só é possível obter uma informação qualitativa.

Da Tabela 17 infere-se que todos os métodos de previsão de resistência dão bons resultados tanto em termos do valor médio como do coeficiente de variação. A média global da tensão média prevista normalizada pela tensão média dos testes varia entre 0,97 para o método de Carlsen (SIF) e 1,12 para o mesmo método mas com falha da placa (PIF). O coeficiente de variação é semelhante em todos os casos e situa-se próximo dos 11%. O desvio padrão parcial relativamente às diversas origens é irrelevante devido ao baixo número de resultados disponíveis em cada delas.

A dependência dos resultados dos testes, normalizados pela resistência prevista à compressão pelo método de Faulkner relativamente aos três principais parâmetros é apresentada na Figura 106 e seguintes, respectivamente, à pressão lateral, esbelteza da placa e da coluna.

Média					
Método	FAULKNER	CARLSEN		ABS	N.º
Origem		P.I.F	S.I.F	Pr. Lateral	Obs
KONDO	1,119	1,023	1,091	1,038	2
DUBOIS	1,149	0,943	1,255	1,169	3
SMITH	1,055	0,961	1,005	0,933	4
TODOS	1,101	0,968	1,115	1,035	9

Coeficiente de Variação					
Método	FAULKNER	CARLSEN		ABS	N.º
Origem		P.I.F	S.I.F	Pr. Lateral	Obs
KONDO	0,188	0,273	0,098	0,056	2
DUBOIS	0,092	0,092	0,092	0,054	3
SMITH	0,073	0,154	0,078	0,073	4
TODOS	0,102	0,149	0,123	0,119	9

Tabela 17 Comparação dos diferentes métodos de previsão de resistência organizados por origem dos testes.

Os teste de Dubois têm o mesmo β e λ por forma a tornar mais fácil o estudo da influência da pressão lateral. Nestas condições e dada a insensibilidade do método de Faulkner à pressão lateral, a previsão é a mesma, pelo que se conclui do gráfico que a pressão lateral tem uma acção degradante da resistência à

compressão da placa reforçada, Figura 106.

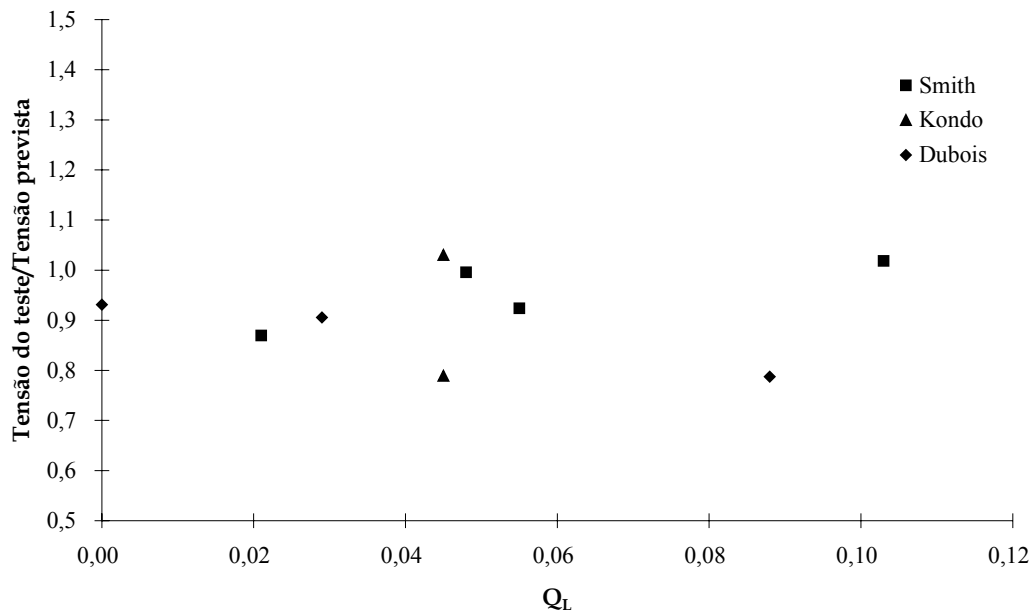


Figura 106 Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner

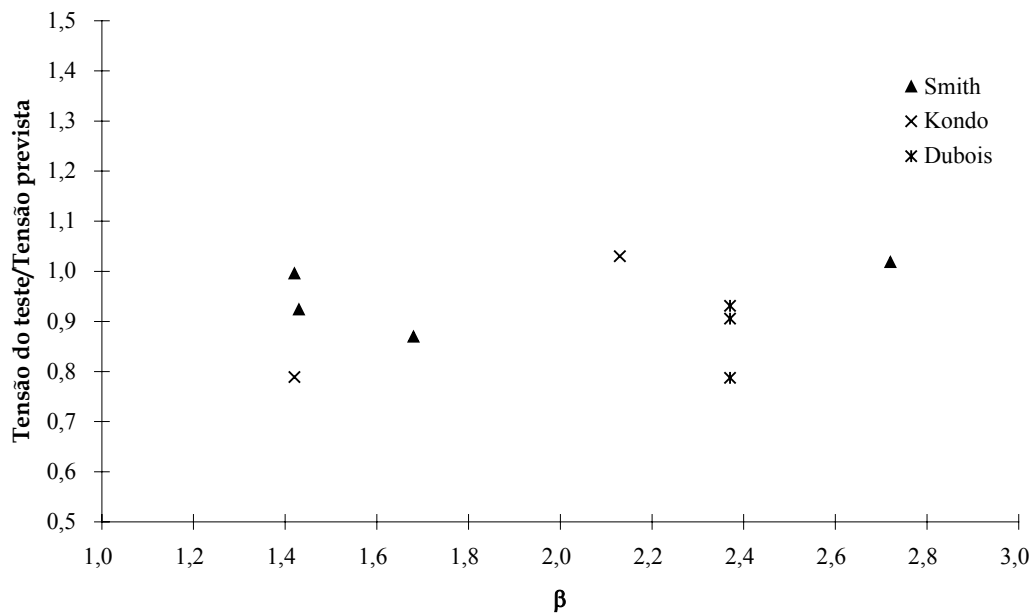


Figura 107 Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner. Dependência da esbelteza de placa.

Ao contrário, os ensaios de Smith parecem, aparentemente, indicar um aumento da resistência com a pressão lateral. Contudo esta tendência não pode ser totalmente confirmada porque os outros dois parâmetros principais variam: na

Figura 108 é bem evidente a tendência decrescente com a esbelteza de coluna, o que impede a retirada de qualquer conclusão sobre a acção da pressão lateral.

Os dois testes de Kondo têm λ and Q_L semelhantes e uma esbelteza da placa associada β diferente: um dos modelos tem uma placa associada espessa enquanto o outro tem uma placa esbelta. O método de Faulkner mostra-se demasiado pessimista no primeiro caso e bastante próximo do valor do teste no caso da placa esbelta, como se pode ver na Figura 107.

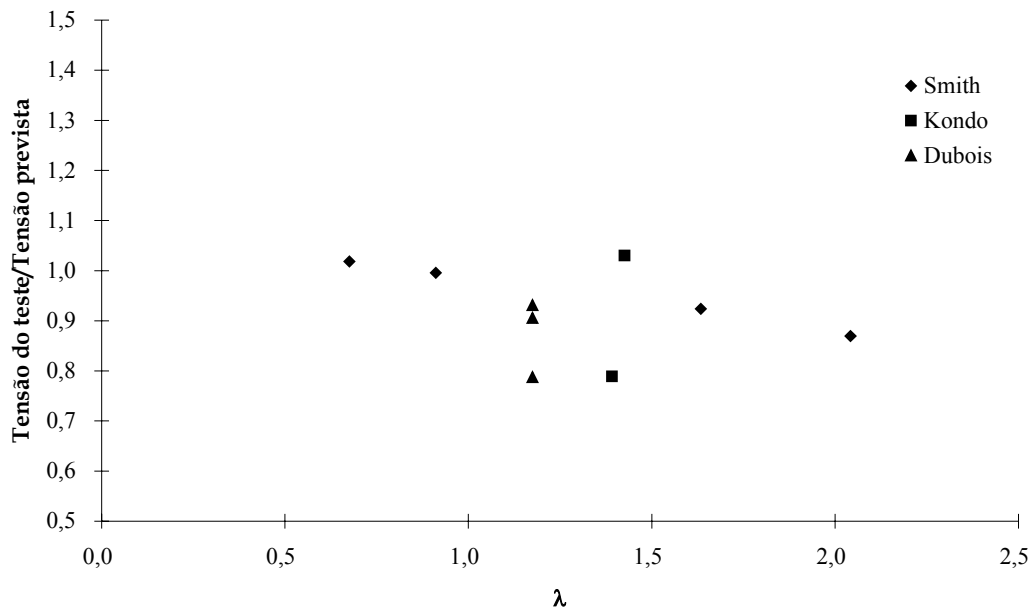


Figura 108 Testes de placas com pressão lateral (em MPa) e compressão uniaxial pelo método de Faulkner. Dependência da esbelteza de coluna.

Mais interessante é a comparação entre os resultados dos testes em painéis semelhantes com e sem pressão lateral, cujos resultados se resumem na Figura 109 e seguintes. Nesta série de testes a dependência da formulação de Faulkner relativamente à esbelteza de coluna λ é evidente tanto para os casos de painéis com pressão lateral como sem ela. Contudo a dependência é mais marcada na ausência de pressão lateral, o que significa que a presença de pressão lateral tende a diminuir a dispersão dos resultados, o que pode ser justificado pelo efeito estabilizador da pressão lateral no desenvolvimento da deformada da placa associada e do reforço, induzindo uma forma de deformação semelhante.

Em face do exposto, pode-se concluir que a análise dos resultados

experimentais não permite retirar conclusões definitivas acerca da acção degradante da pressão lateral na resistência à compressão de placas reforçadas.

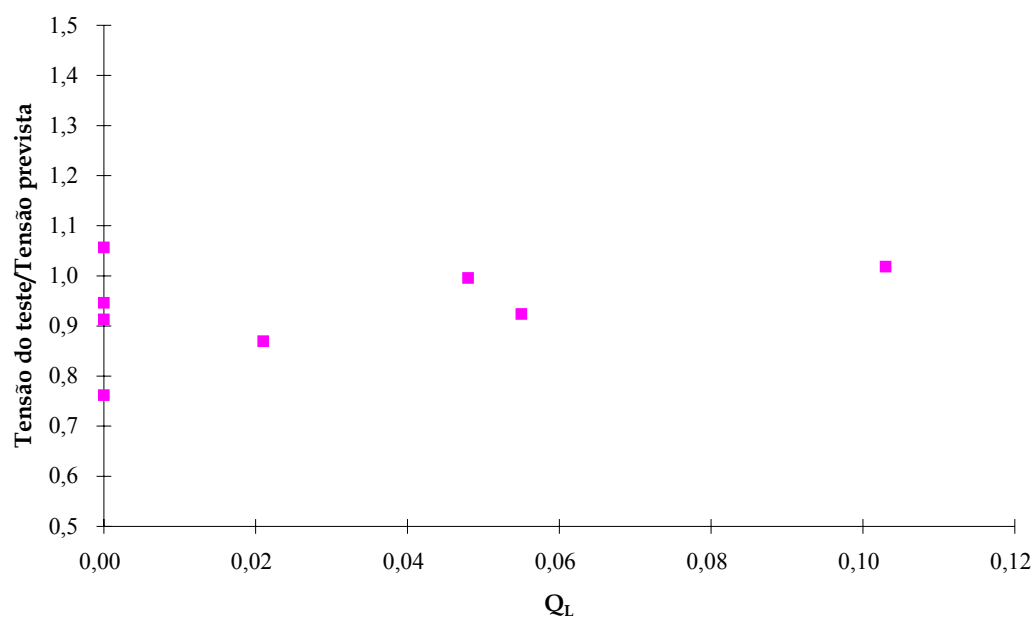


Figura 109 Ensaios em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner: dependência do parâmetro de pressão lateral.

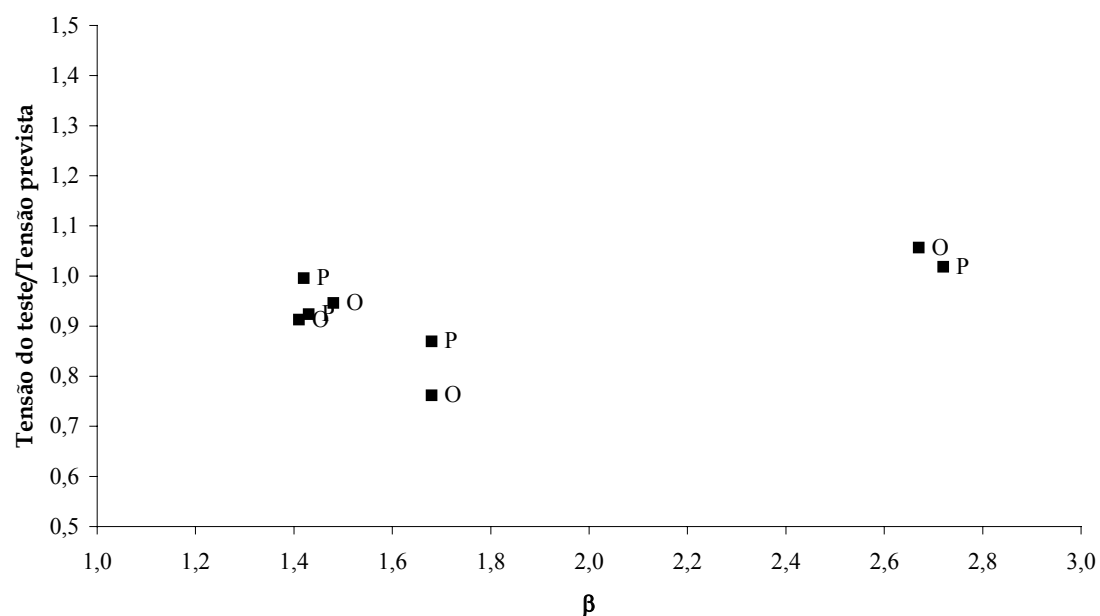


Figura 110 Ensaios em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner: dependência da esbelteza β para os testes com (P) e sem pressão lateral (O).

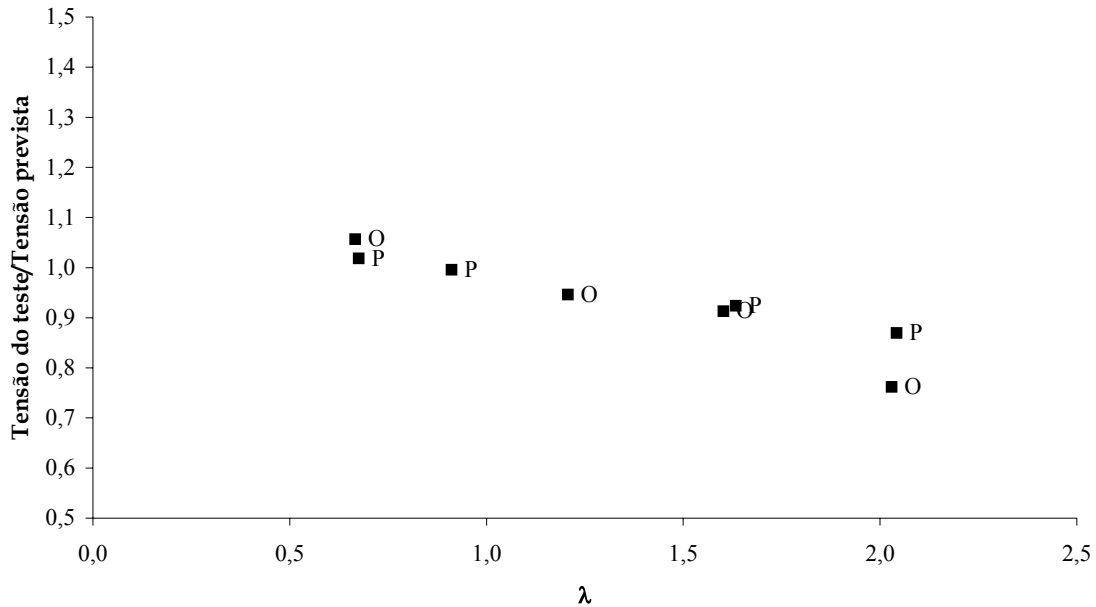


Figura 111 Ensaios em painéis de Smith normalizados pela formulação de Faulkner: dependência da esbelteza λ para os testes com (P) e sem pressão lateral (O).

Contudo a dispersão dos resultados normalizados parece diminuir na presença de pressão lateral quando comparada com a dispersão dos resultados dos testes sem pressão lateral. Também o elevado número de origens dos testes comparativamente ao número total dos mesmos contribui para a dificuldade em retirar mais informação já que as técnicas utilizadas são diferentes e os resultados dos testes são muito sensíveis às variações na preparação e execução dos mesmos. Para os casos de placas sujeitas a compressão biaxial com ou sem pressão lateral podem ser utilizadas as equações de projecto propostas recentemente [93,97].

4.3 Estudo Sistemático

Foram estudadas numericamente várias placas reforçadas características de navios, através de um programa de elementos finitos [146]. Os modelos são constituídos por uma placa suportada por um reforço em posição central e longitudinal.

4.3.1 Condições de fronteira dos modelos

As condições de fronteira genéricas impostas assumem simetria em ambos

os bordos as quais são lateralmente inamovíveis, isto é, bordos restringidos, e simetria verticalmente móvel nos topos representando o meio do vão entre balizas. No centro do modelo impuseram-se condições fronteira que simulam a influência da baliza: imobilidade vertical dos nós pertencentes à placa e manutenção da condição plana da secção correspondente à ligação à baliza. Ao perfil, nesta secção, é negada a possibilidade de movimento lateral devido à sua soldadura à baliza.

Na Tabela 18 resumem-se as condições fronteira utilizadas.

Grau de Liberdade	Topo Móvel			Baliza			Topo Fixo		
Elemento	PL	AR	FR	PL	AR	FR	PL	AR	FR
Deslocamento X	DI	DI	DI	L	L	L	R	R	R
Deslocamento Y	L	L	L	R	R	R	L	L	L
Deslocamento Z	L	L	L	R	L	L	L	L	L
Rotação RX	L	L	L	R	R	R	L	L	L
Rotação RY	R	R	R	R	R	R	R	R	R
Rotação RZ	R	R	R	R	R	R	R	R	R

Tabela 18 Condições fronteira dos modelos de placas reforçadas. Chave: PL - Placa; AR - Alma do reforço; FR - Banzo do reforço; DI - Deslocamento imposto; L - Livre; R - Restringido.

4.3.2 Caracterização geométrica

Os elementos de placas escolhidos apresentam uma razão b/t de 40, 50 e 80, sendo os dois primeiros representativos de construção tradicional e o terceiro típico de construções militares ou de navios em aço de alta resistência. A razão de dimensões da placa escolhida é de 3.

As imperfeições iniciais dos elementos placas foram geradas de acordo com as condições fronteira, por forma a manter as simetrias, e formadas por três componentes: uma configuração global de deformação da placa que assume dois modos ($m=n=1$ e 3) e duas amplitudes das sinusóides, 2 e 5mm; uma configuração que caracteriza basicamente o reforço e que assume duas amplitudes, 2 e 5mm; e uma distorção do topo do reforço de 1mm de amplitude a meio vão entre balizas, Tabela 19.

Imperfeições		Barra		Perfil 'L'	
Placa	Reforço	w11	w31	w11	w31
5mm	2mm	BF	B	TF	T
2mm	5mm	CF	C	LF	L

Tabela 19 Classificação dos modelos de placas reforçadas e combinações utilizadas.

Pretende-se, assim, promover o desenvolvimento de deformações associados aos três modos de colapso fundamentais: ruína da placa, ruína do reforço por flexão e por instabilidade torcional. Qualquer destes tipos de ruína, apesar de não dependerem directamente da forma e amplitude das imperfeições iniciais, poderão ser estimulados individualmente por estas duas características geométricas de cada placa reforçada em particular.

Com estas duas componentes geraram-se dois grupos de placas: o primeiro com amplitude no modo fundamental, série *F, e a segunda com o modo crítico predominante. Estas diferentes imperfeições originarão modos de colapso diferentes e, conseqüentemente, todo o comportamento do elemento reforçado será afectado. As séries C e L, por oposição às séries B e T, têm uma imperfeição na base do reforço maior do que a amplitude da imperfeição da placa.

4.3.3 Descrição das propriedades do material

O material utilizado tem tensão de cedência de 240MPa e módulo de elasticidade de 210GPa, excepto nas séries *M, *N e *H, em que se usou aço de alta resistência com tensão de cedência de 320MPa respectivamente no reforço, na placa associada e simultaneamente nos dois. A utilização de diferentes propriedades do material acarreta, para a mesma geometria, diferentes esbeltezas da placa reforçada e da placa associada. A tensão equivalente é calculada pela ponderação das tensões de cedência dos materiais pelas áreas respectivas através de:

$$\sigma_{eq} = \frac{\sigma_{op} \cdot A_p + \sigma_{or} \cdot A_r}{A_p + A_r} \quad (139)$$

Este é o critério normalmente utilizado na literatura [39,147] apesar de a sua justeza ser facilmente criticável porque os alongamentos de cedência são diferentes nos dois materiais o que faz com que um dos componentes possa estar

no domínio plástico enquanto o outro está no elástico, correspondendo a cada um comportamentos muito diferenciados. Dependendo da conjugação de diversos factores, a utilização da tensão mínima como tensão de referência pode apresentar melhores resultados quando comparados com os resultados experimentais disponíveis [40].

4.3.4 *Modelo de elementos finitos e resultados numéricos*

Os modelos criados são constituídos por uma placa com reforço associado: as placas tem dimensões de 3000 por 1000mm e espessuras de 25, 20 e 12,5mm a que correspondem a esbelteza de 40, 50 e 80, respectivamente; a malha tem dimensões de 100 por 100mm resultando num total de 300 elementos na placa com 8 nós cada do tipo TCS8. O número de elementos no reforço é 120 na alma com dimensões de 50 por 40mm cada e 60 no banzo, quando existente, do mesmo tipo dos anteriores.

Os resultados obtidos podem-se agrupar por esbelteza para melhor identificar as diferenças resultantes das imperfeições iniciais.

O código alfanumérico utilizado tem o seguinte significado:

Primeiros dois algarismos – razão b/t da placa associada

B – perfil barra

C – perfil barra com imperfeições iniciais da placa de amplitude elevada

T – perfil 'L' com imperfeições iniciais da placa de amplitude elevada

L – perfil 'L'

F – imperfeições iniciais da placa no modo fundamental

M – aço de alta resistência no reforço

N – aço de alta resistência na chapa associada

H – aço de alta resistência na chapa associada e no reforço

4.3.4.1 Razão $b/t=40$

Na Figura 112 mostra-se o comportamento de placas com $b/t=40$ com reforços em barra, com espessura igual à da placa (B) e 20% superior (B2), e em L

para as diferentes formas das imperfeições iniciais. Os perfis em L tem uma espessura da alma igual à da placa e um acréscimo de 20% na espessura do banzo o que reproduz as situações mais vulgares de projecto.

Todas as placas reforçadas deste grupo têm uma resistência elevada, superior a 90% da tensão de cedência, associada a uma grande rigidez estrutural até ao colapso. A extensão de colapso encontra-se muito próxima da extensão de cedência.

As placas reforçadas com imperfeições de placa no modo fundamental, TF e LF, têm a maior resistência máxima e apresentam também a maior rigidez estrutural; existem pequenas diferenças de comportamento entre estas placas resultantes das imperfeições: a placa com menores distorções, LF, apresenta uma rigidez acrescida no regime de pré colapso devido à placa ser mais ‘perfeita’, mas, em contrapartida, apresenta um descarregamento superior após o colapso. Este comportamento já é conhecido das placas não reforçadas simplesmente apoiadas e reforça a convicção da grande importância do comportamento da placa no comportamento global do elemento reforçado.

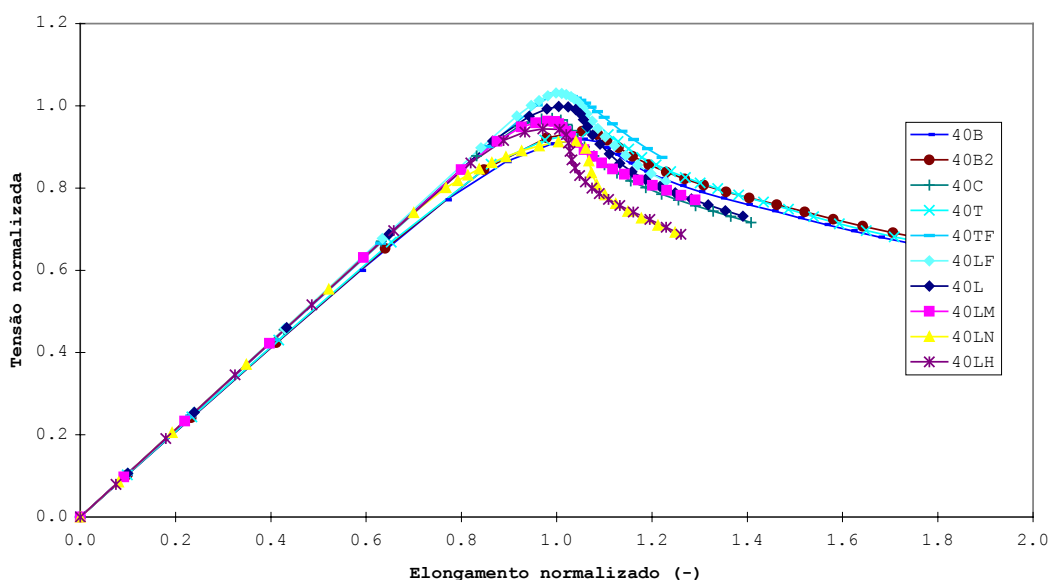


Figura 112 Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=40$.

É evidente a existência de três comportamentos distintos passíveis de serem agrupados: um primeiro grupo com imperfeições da placa crítica a que pertencem

as placas B, B2 e T, que se apresentam menos rígidas no pré colapso, resistência máxima menor mas maior capacidade de carga no pós colapso, além de terem as extensões de colapso maiores; as placas C, L e LM com maior amplitude das imperfeições iniciais do reforço apresentam maiores rigidez e resistência máxima, com um descarregamento mais pronunciado; finalmente as placas LN e LH, com a placa associada em aço de alta resistência, têm um descarregamento abrupto.

4.3.4.2 Razão $b/t=50$

Este grupo de placas tem uma esbelteza superior tanto da placa como do reforço comparativamente ao grupo anterior devido às menores espessuras (-20%) para igual geometria. Continua-se a assistir a comportamentos característicos de grupos de placas em função do grau de carregamento e do nível de imperfeições, Figura 113.

No regime de pré colapso é evidente a existência de dois níveis de rigidez: o primeiro, mais flexível, correspondente às placas detentoras de maiores amplitudes das imperfeições no modo crítico; o segundo agrupa todas as restantes até cerca de 80% da carga nominal independentemente das características que as distinguem, quer geométricas, do modo das imperfeições ou das propriedades do material.

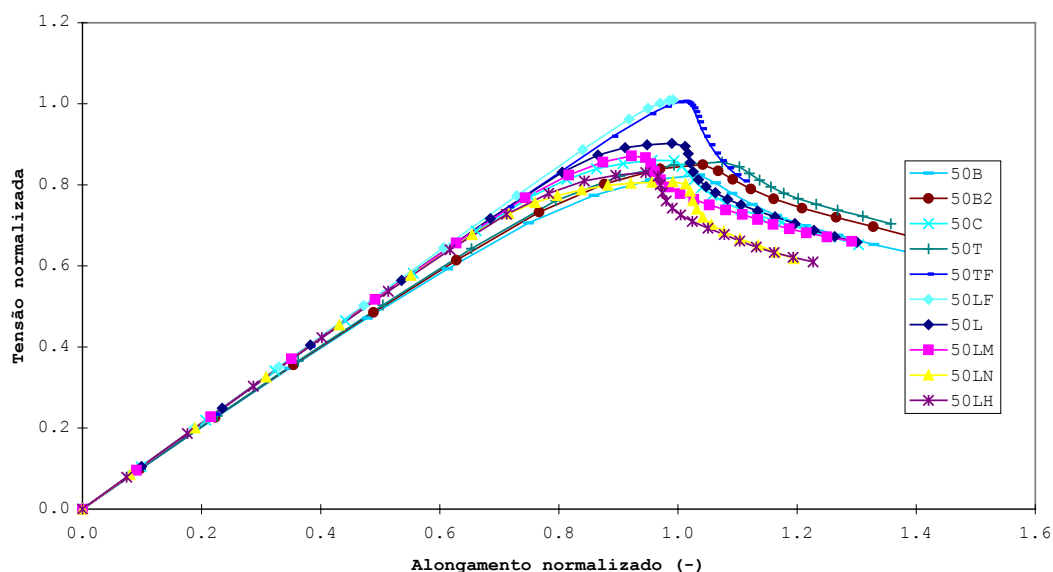


Figura 113 Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=50$.

Como aspectos mais interessantes realça-se o aumento da rigidez das placas reforçadas com maiores imperfeições na placa quando se modifica o modo das mesmas, modelos T e TF, e a perda de rigidez prematura dos painéis com reforço em aço de alta resistência (LN e LH).

A resistência máxima destas placas é também muito condicionada pelo modo das imperfeições iniciais sendo evidente da Figura 113 que as placas com distorções predominantes no modo fundamental apresentam uma resistência muito mais elevada do que as restantes. Nestas, a resistência máxima não difere substancialmente mas já o mesmo não se pode dizer relativamente à extensão última, a qual aumenta bastante com a diminuição da esbelteza de coluna para níveis e modos semelhantes das distorções.

O regime de pós colapso é dominado pela esbelteza da coluna, devido à geometria dos perfis ou aos materiais utilizados, e pela amplitude das imperfeições iniciais da placa associada, não sendo significativo o modo inicial predominante.

4.3.4.3 Razão $b/t=80$

As tendências já detectadas anteriormente agravam-se para placas reforçadas esbeltas sendo estas muito sensíveis a pequenas variações dos diversos parâmetros. As placas com imperfeições no modo fundamental constituem um grupo independente apresentando quer um comportamento inicialmente mais rígido quer uma resistência máxima maior, Figura 114.

Para esta esbelteza da placa assiste-se a uma mudança de modo de deformação durante o carregamento a qual se traduz no retrocesso da curva de carregamento do modelo LF devido à passagem das deformações do modo fundamental para o modo crítico. Em comparação com este modelo, o TF apresenta uma resistência máxima ligeiramente superior não sendo tão evidente a mudança de modo apesar desta mudança ocorrer na fase de colapso e no início de descarregamento da placa reforçada.

As curvas dos dois modelos na zona de pós colapso são, no entanto, bastante semelhantes apesar de existir uma certa translação horizontal entre elas.

Esta diferença é consequência do colapso local ser mais pronunciado no modelo TF do que no LF, o que origina uma plastificação acentuada nesta região diminuindo o encurtamento médio de toda a placa para o mesmo nível de tensões. Convém relembrar que as imperfeições iniciais da placa são maiores no modelo T do que no L, enquanto as imperfeições do reforço são maiores no modelo L.

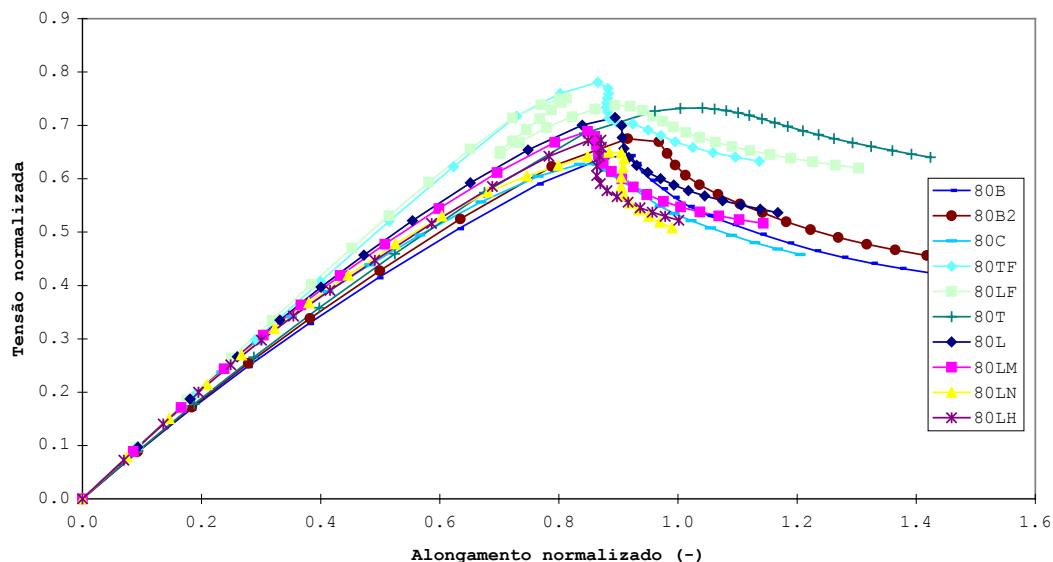


Figura 114 Curvas tensão alongamento normalizados para placas reforçadas com espaçamento entre balizas de 3000mm e $b/t=80$.

Na Figura 115 é possível identificar o desenvolvimento de deformações acentuadas no lado direito da placa à qual está associada um decréscimo acentuado na capacidade de carga.

O modo de colapso da placa desenvolve-se aproximadamente com uma deformada em $m=5$ enquanto a placa apresenta uma razão geométrica de 3 e o modo das imperfeições iniciais era o fundamental. O modelo utilizado não permite investigar o colapso no modo quaternário já que as condições fronteira são de simetria, admitindo, portanto, unicamente modos ímpares. Repare-se ainda na existência de plastificação por tracção nas faces exteriores das zonas com maiores deformações.

Por seu turno o reforço que inicialmente apresentava uma deformação simples em semi sinusóide, acompanha a deformação da placa nas zonas de maior deformação de que resultam deformações acentuadas ao longo da altura da alma

correspondente a uma falha local do reforço por influência directa do colapso da placa. Estes enrugamentos da alma são observados com regularidade nos ensaios de placas reforçadas com chapa associada muito esbelta. Repare-se ainda que o lado direito do reforço se encontrava inicialmente para baixo, mas, devido à ampliação da deformada na zona de colapso, é obrigado a acompanhar esta deformação ficando com uma deformada global ternária e uma deformação acentuada na alma enquanto que a placa nesta zona apresenta um modo $m=5$. Esta diferença entre os modos da deformada do reforço e da placa só pode ser justificada à luz do desenvolvimento de rótulas na união entre os dois.

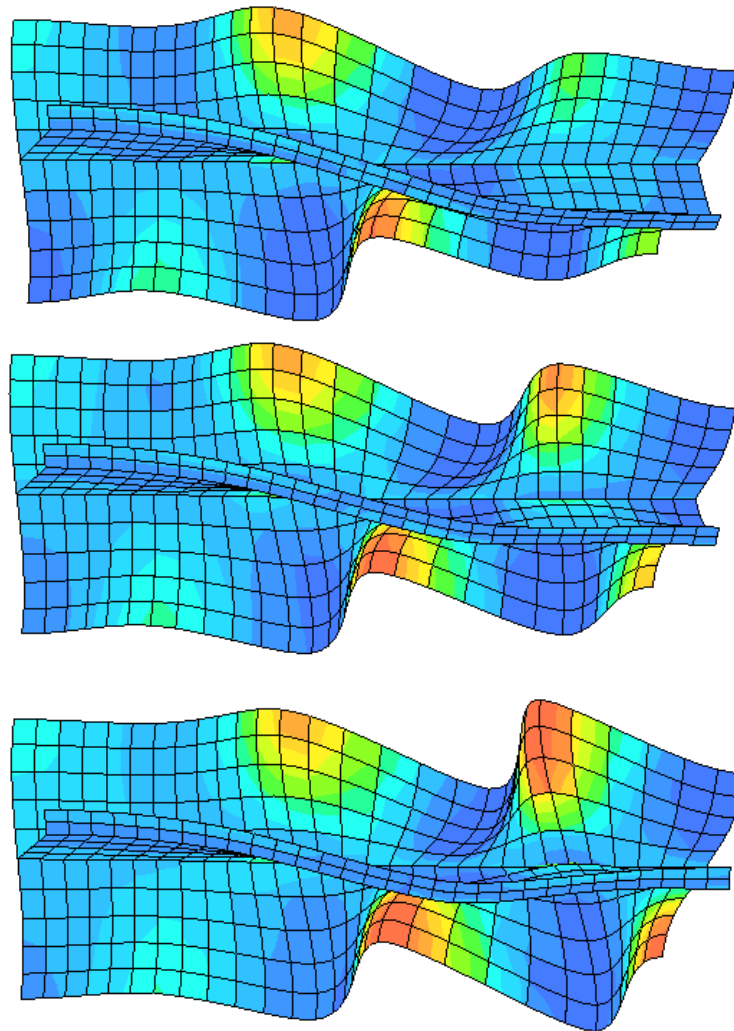


Figura 115 Evolução da deformada da placa reforçada 3080TF e respectiva distribuição de tensões longitudinais, vermelhos 240MPa, azuis -240MPa.

A região da placa não afectada pelas grandes deformações mantém níveis de tensão relativamente baixos a que correspondem simultaneamente níveis

baixos de extensão apesar da extensão global média exceder a de cedência. Nesta zona a placa apresenta um modo 5 não muito acentuado enquanto o reforço mantém o modo fundamental.

A Figura 116 apresenta a evolução da placa LF na fase de mudança de modo da deformada observando-se que a mudança se opera predominantemente no domínio elástico. As três imagens correspondem a fases consecutivas da sequência de carregamento, sendo a primeira respeitante ao início do processo de mudança de modo, a segunda reproduz um estado mais carregado e na terceira a força de compressão total e o encurtamento aplicado voltam a diminuir para permitir a concretização da mudança para um modo menos energético.

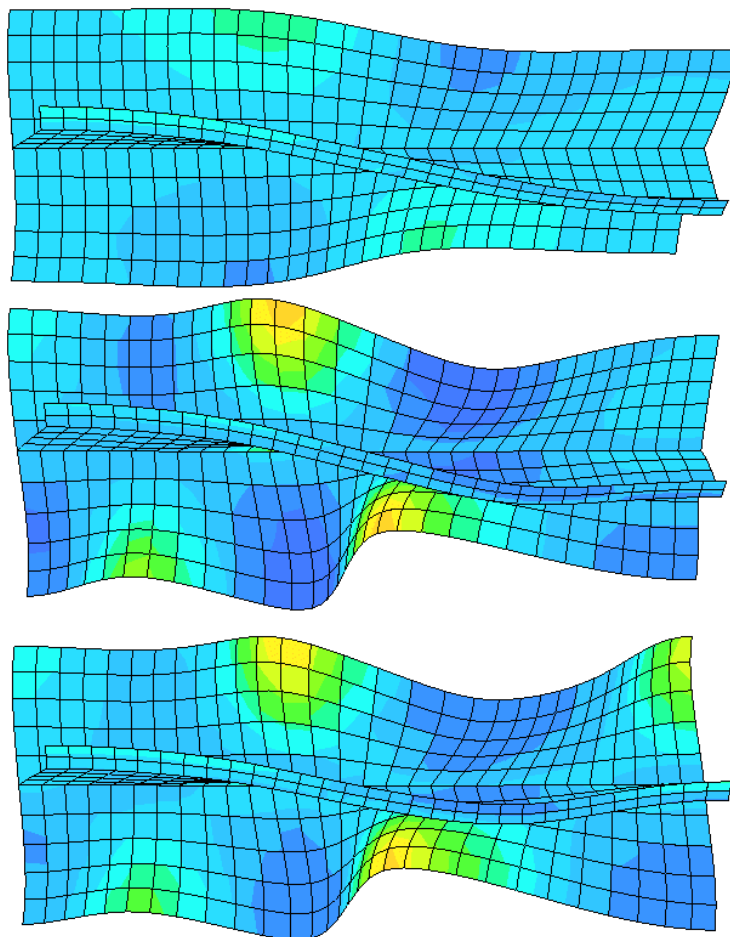


Figura 116 Evolução da deformada da placa reforçada 3080LF e respectiva distribuição de tensões longitudinais, vermelho escuro - 240MPa, azul escuro -240MPa.

No vão direito, a placa passa a ter uma deformada ternária enquanto no vão esquerdo apresenta uma combinação do modo fundamental com o quinto modo o qual se mostra bem presente próximo da baliza, a meio do modelo. Esta

diferença na deformada da placa provoca a diferença de comportamento na deformada do reforço, a qual se consubstancia pelo desenvolvimento de um modo ternário no reforço direito por forma a acompanhar a evolução da deformada da placa associada mantendo a perpendicularidade entre os dois elementos. No reforço do vão esquerdo, a presença do modo 5 na placa não é determinante na deformada do reforço apesar de estabilizar de alguma forma a amplitude máxima da deformada evitando que ela aumente.

Grandes deformações na alma do reforço estão também presentes na região do reforço mais próxima da zona da placa onde se desenvolvem as maiores deformações desta e na qual a deformada do reforço se opõe à deformada da placa. Esta interacção é muito importante pois condiciona tanto o comportamento da placa como do reforço [17], mas a quantificação é extremamente difícil em consequência do elevado número de parâmetros envolvidos: esbelteza da placa, esbelteza da coluna, tipo de soldadura, rigidez torcional do reforço, razão altura espessura da alma do reforço, etc. Uma das primeiras tentativas para quantificar esta interacção deve-se a Faulkner e outros [91,101] que introduziram um factor correctivo na fórmula de previsão da tensão crítica de instabilidade torcional, factor este que é função da tensão crítica elástica da placa e da razão entre modos de deformação da placa e do reforço. Esta quantificação da interacção omite a variação de resistência da placa pela acção estabilizadora ou instabilizadora do reforço.

4.3.4.4 Resistência máxima

As diversas teorias utilizadas na previsão da resistência de placas reforçadas apresentam como parâmetro predominante a esbelteza da coluna, definida de um modo geral como o inverso da raiz quadrada da tensão crítica elástica normalizada em condições de apoio simples nos extremos.

Estas teorias pouco dizem acerca da evolução do alongamento de colapso correspondente à resistência máxima e não é explícita a influência da esbelteza da placa no comportamento do conjunto. De facto, este parâmetro é incluído no cálculo do raio de giração, nominal ou efectivo consoante as teorias, e

implicitamente no factor correctivo da tensão efectiva para a tensão média.

A Tabela 20 tenta resumir de forma clara a dependência da resistência relativamente a estes parâmetros.

É necessário salientar que a utilização de aço de alta resistência aumenta a esbelteza para a mesma geometria. Para além disso, a utilização de materiais diferentes no reforço e na placa levantam problemas na definição da esbelteza de coluna por indefinição da tensão de cedência. Este problema foi contornado através da utilização da tensão equivalente de cedência conforme definida anteriormente. Para se ter uma ideia das variações devidas à utilização de diferentes materiais assinala-se que a passagem de aço normal para aço AR320 provoca um aumento de 15,5% na esbelteza de placa o que pode reduzir substancialmente a largura efectiva da chapa associada. O mesmo aumento de esbelteza de coluna é esperado para a placa reforçada devido à baixa sensibilidade do raio de giração às variações na largura efectiva da placa.

b/t	Esbelteza de coluna (nominal)			Resistência máxima		
	40	50	80	40	50	80
B	0,4597	0,4452	0,4244	0,919	0,824	0,643
B2	0,4354	0,4220	0,4026	0,938	0,850	0,675
C	0,4597	0,4452	0,4244	0,970	0,861	0,627
L	0,4215	0,4066	0,3848	0,998	0,903	0,715
T	0,4215	0,4066	0,3848	0,936	0,855	0,727
LF	0,4215	0,4066	0,3848	1,031	1,009	0,738
TF	0,4215	0,4066	0,3848	1,031	1,006	0,781
LM	0,4717	0,4546	0,4297	0,963	0,871	0,689
LN	0,4382	0,4232	0,4010	0,914	0,808	0,649
LH	0,4867	0,4695	0,4443	0,944	0,830	0,672
Média	0,4437	0,4286	0,4066	0,9644	0,8817	0,6916
C. de V.	0,0542	0,0545	0,0552	0,0445	0,0809	0,0698

Tabela 20 Resistência máxima de placas reforçadas em função da esbelteza da placa, da coluna e das imperfeições iniciais.

As duas últimas linhas apresentam a média e o coeficiente de variação para cada razão b/t . Realça-se o baixo coeficiente de variação associado a cada grupo apesar das variações na esbelteza de coluna em cada grupo, sendo o valor maior de 8,1% nas placas $b/t=50$ tal como já tinha sido observado para as placas não reforçadas.

Os resultados desta Tabela estão representados graficamente na Figura 117 evidenciando-se uma estratificação por esbelteza da placa, não sendo visível uma grande dependência da resistência relativamente a λ apesar da sua variação ser pequena. Os pontos de maior valor em cada grupo correspondem às placas com imperfeições iniciais no modo fundamental.

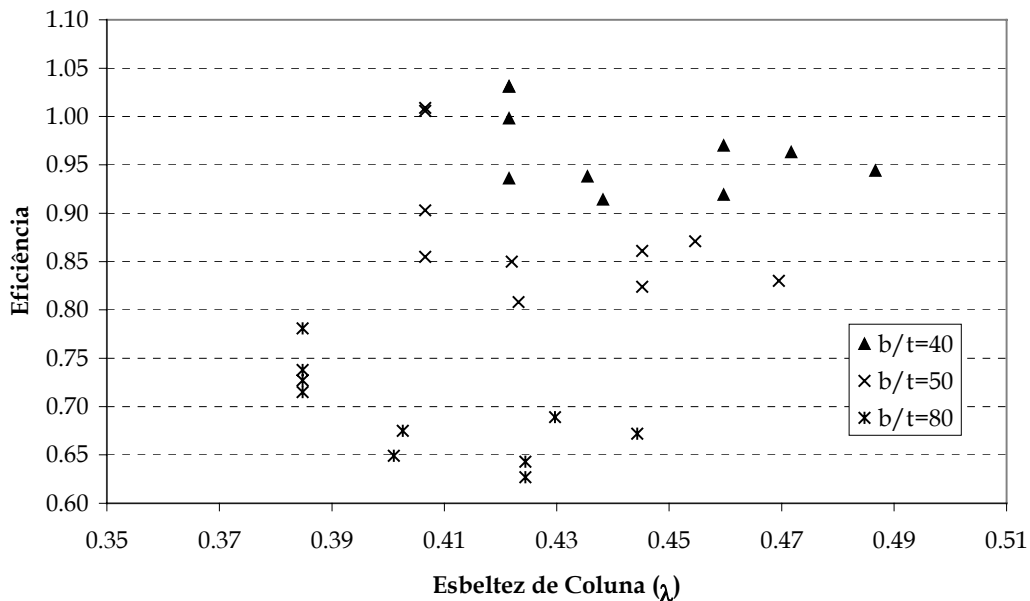


Figura 117 Eficiência de placas reforçadas em função da esbeltez de placa e coluna.

Globalmente a variabilidade da esbeltez de coluna é de 6,4% enquanto o coeficiente de variação da resistência é de 15,1%. Este resultado não é totalmente descabido pois os métodos de projecto de painéis prevêem que a resistência é composta por dois termos: um relativo à resistência da coluna efectiva dominado pela esbeltez de coluna e um outro relativo à eficiência da placa o qual é dominado pela largura efectiva da placa simples aqui representada pelo parâmetro b/t .

O termo dominado pela esbeltez de coluna prevê um coeficiente de variação na resistência de 3,1% quando a variação da esbeltez é de 6,4% de acordo com a equação de Jonhson-Ostenfeld no domínio elasto-plástico:

$$\frac{\Delta\phi}{\phi} = -\frac{2\lambda}{2-\lambda^2}\Delta\lambda \quad (140)$$

Isto quer dizer que os restantes 12% se devem às diferenças nas

imperfeições iniciais (4,4 a 8%) e à mudança da esbelteza da placa. Este aspecto é tratado em detalhe na comparação com os métodos de previsão de resistência.

A relação entre a tensão máxima e o alongamento de colapso, encurtamento neste caso, está balizado num rectângulo definido pelas tensões normalizadas 0,6 e 1,1 enquanto os alongamentos de compressão variam entre 0,8 e 1,1 como se pode ver da Figura 118.

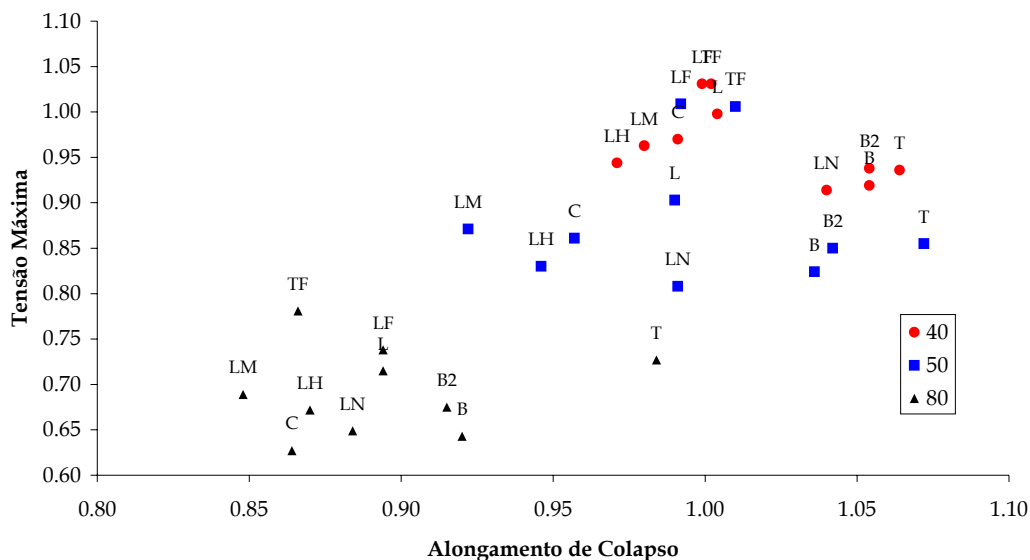


Figura 118 Tensão máxima verso alongamento de colapso de placas reforçadas ordenadas por esbelteza da placa, 40, 50 e 80.

Os valores mais altos das duas escalas correspondem às placas com menores esbelteza de placa e vice versa. No entanto, a distribuição não é linear, havendo pelo contrário uma estratificação horizontal pelos diversos grupos de esbelteza de placa. Quer isto dizer que a esbelteza afecta mais a resistência enquanto o modo e amplitude das imperfeições iniciais afectam grandemente a extensão de colapso, definida como a extensão à qual se dá o colapso.

Os níveis mais altos de resistência em cada grupo são obtidos para placas de imperfeições no modo fundamental e os mais baixos para as placas do tipo B e C. A maiores imperfeições iniciais críticas da placa (B) corresponde menor resistência da placa quando a esbelteza é baixa e a maiores imperfeições do reforço (C) corresponde menor resistência para esbelteza da placa elevada. Em todos os grupos a extensão de colapso é maior no tipo B do que no C o que parece significar

que o aumento das imperfeições do reforço reduzem bastante esta característica, já que estes dois tipos apresentam a mesma esbelteza de placa e coluna, β e λ . O estudo não é totalmente conclusivo neste aspecto porque as imperfeições da placa simples variam nos dois modelos.

4.3.4.5 Placas reforçadas com diferentes materiais

Sendo vulgar a utilização de materiais com características mecânicas diferentes para as chapas e reforços por alguns projectistas e não existindo uma análise aprofundada sobre as suas consequências na literatura [40], resolveu-se estudar com algum detalhe a influência da utilização de aço com características mecânicas diferentes na placa e no reforço. Foi escolhido o modelo de placa reforçada do tipo L testando-se três casos: M com reforço em aço de alta resistência de 320MPa (HS32), N com a placa em HS32 e H com toda a placa reforçada em aço de alta resistência. Estes casos foram utilizados nos três grupos de placas num total de nove modelos.

Na Figura 118 apresentou-se a compilação de resultados da eficiência total da placa reforçada e do valor do alongamento de colapso, em que a eficiência é definida como a razão entre a tensão máxima obtida e a tensão que levaria à total cedência da secção transversal assumindo um comportamento dos materiais linear elástico perfeitamente plástico na ausência de instabilidade e deformação.

Conclui-se imediatamente que a utilização de dois materiais diferentes baixa a eficiência da placa reforçada. Esta diminuição é mais drástica quando o material de alta resistência é aplicado na placa associada e menos prejudicial quando aplicado no reforço. A diminuição da eficiência pela introdução de aço de alta resistência era expectável devido essencialmente ao aumento da esbelteza da coluna. Com estes resultados é possível afirmar que o aumento da esbelteza da placa por introdução de aço de alta resistência é determinante na redução da eficiência da placa reforçada.

Convém chamar a atenção que a diminuição de eficiência *não* significa que a placa reforçada menos eficiente suporte uma tensão máxima inferior à sua semelhante mais eficiente, porque a tensão de normalização é diferente. Pelo

contrário e como seria de esperar, a tensão máxima aumenta com a introdução do aço de alta resistência, mas não tanto quanto seria desejável.

Sendo a geometria da placa reforçada a mesma em todos os modelos da Figura 119 torna-se evidente o aumento da esbelteza de coluna devido ao aumento da tensão de cedência ou da diminuição da esbelteza da placa. As repercussões maiores na resistência devem-se às variações na razão b/t sendo a dependência aproximadamente linear.

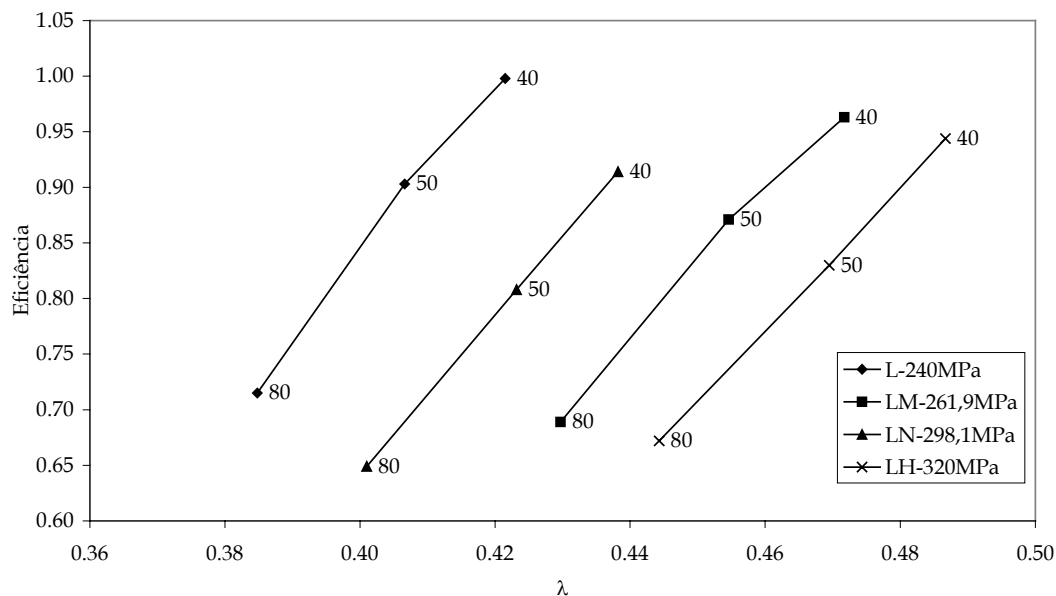


Figura 119 Eficiência das placas reforçadas do tipo L em função da esbelteza nominal de coluna para várias combinações de diferentes materiais. O valor indicado na legenda corresponde à tensão equivalente.

A tensão equivalente é calculada pela ponderação da tensão de cedência dos materiais pelas respectivas áreas através da equação (139), tendo-se obtido para a geometria L os valores de 261,9 e 298,1MPa, respectivamente para os modelos M e N.

Como conclusão, poder-se-á afirmar que a introdução de aço de alta resistência no reforço não afecta grandemente a eficiência à compressão do painel. Por outro lado, um painel com uma tensão de cedência da chapa associada superior à do reforço apresenta uma eficiência menor apesar da resistência total (em unidades de tensão) ter aumentado, originando um sub-aproveitamento do material. Por isso desaconselha-se essa solução construtiva, devendo-se optar,

quando necessário, por aumentar a tensão de cedência do reforço ou de todo o painel.

4.4 Representatividade do modelo e consequências do multivão

Os modelos utilizados pressupõem que as deformações são simétricas relativamente a meio vão. Esta hipótese poderá eventualmente não ser válida, pelo que se torna necessário criar um modelo de maiores dimensões e melhor resolução na malha por forma a verificar quer o tipo e o modo de colapso quer a concordância das curvas tensão alongamento médios.

Primeiramente criou-se um modelo com bordos simétricos simulando um painel infinitamente largo e topos com a chapa e reforços rotacionalmente livres mas com deslocamento imposto constante e igual, o que corresponde a um grau elevado de encastramento. Os resultados podem ser observados na Figura 120 para a situação de início de carregamento, colapso e pós colapso.

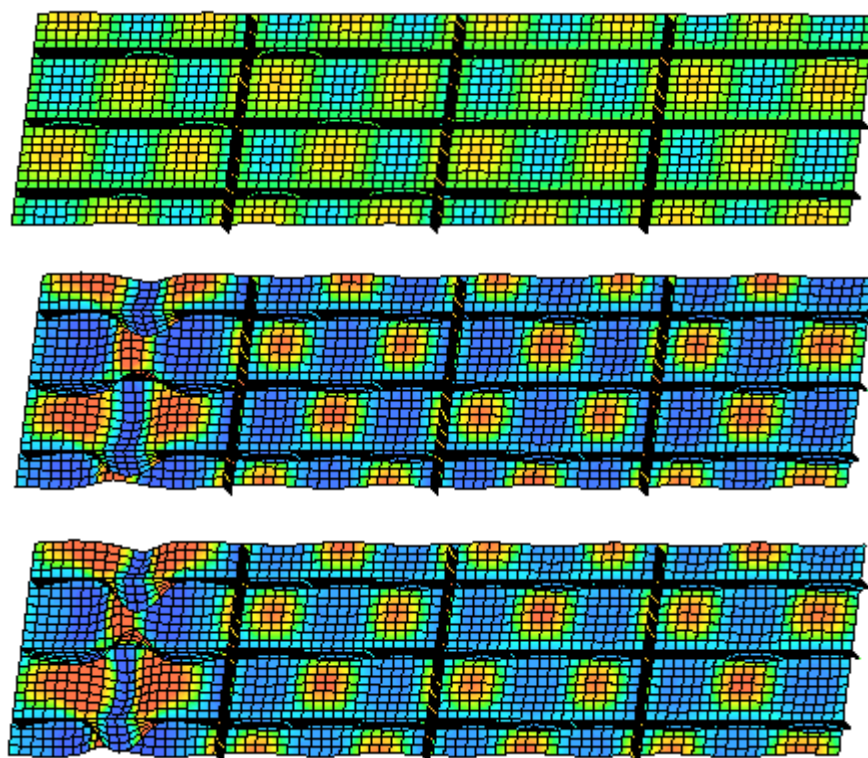


Figura 120 Modelo de painel com 4 vãos com simetria nas bainhas e apoio simples na chapa dos topos. Estados de tensão nas fases de pré colapso (em cima), colapso (a meio) e pós colapso (no fundo). Deformações ampliadas 10 vezes.

Identifica-se imediatamente que o colapso se dá junto ao topo de carregamento desenvolvendo-se localmente, o que origina o descarregamento do resto da placa no domínio elástico. O descarregamento do resto da placa pode ser identificado pelos tons mais suaves de azul na terceira placa da figura fora das zonas de grandes deformações, isto é, nos três vãos da direita.

A zona em colapso está restringida a uma parte central do painel da esquerda na qual as deformações atingem valores muito elevados comparativamente ao resto da estrutura. Note-se ainda que nesta zona o reforço apresenta também grandes deformações laterais, plastificando-se localmente.

O facto do colapso se ter dado junto a um dos topos pode levar a considerar que o modelo não é suficientemente representativo por falta de rigidez na placa. Assim construiu-se um outro modelo em que se restringiu as rotações nos bordos de carga, promovendo-se o colapso nos painéis a meio, Figura 121.

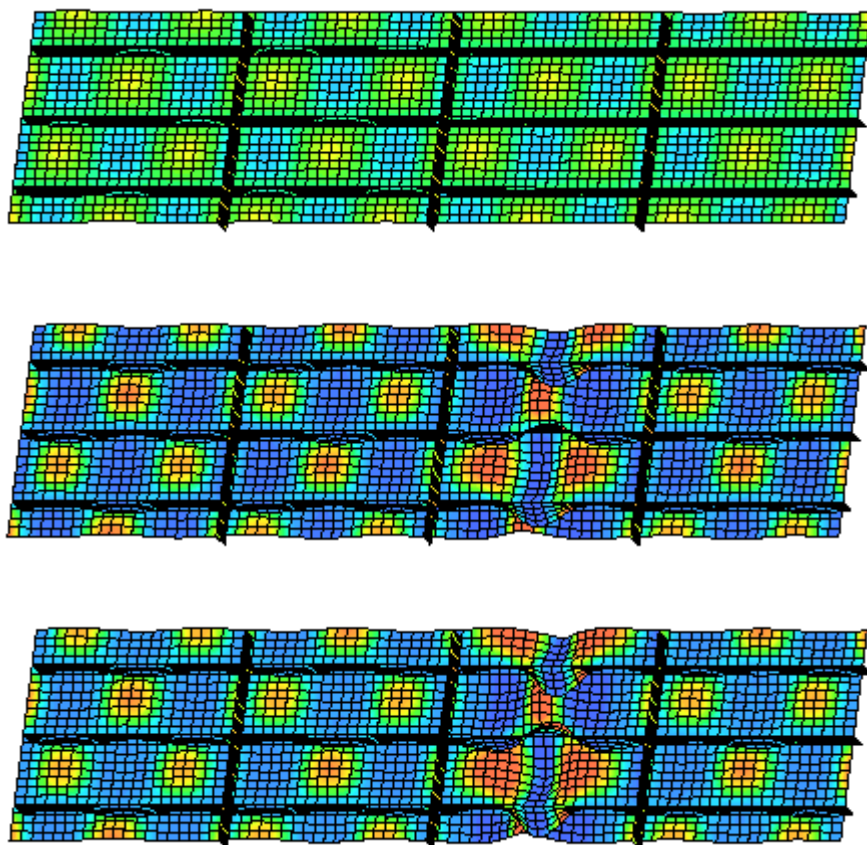


Figura 121 Modelo de painel com 4 vãos com simetria nas bainhas e encastramento nos topos. Estados de tensão nas fases de pré colapso (em cima), colapso (a meio) e pós colapso (no fundo). Deformações ampliadas 10 vezes.

Este constrangimento suplementar não tem efeitos relevantes nos painéis centrais podendo esta zona ser encarada como representativa de todo um painel bastante longo. Os resultados obtidos são, em tudo, semelhantes aos anteriores com a diferença do colapso se dar agora num dos painéis centrais, tal como se previra.

Apesar do estado de tensão apresentar valores muito elevados de compressão, existem várias superfícies da placa em tracção, especialmente junto à zona de colapso, algumas das quais inclusivamente apresentam alongamentos plásticos de tracção, o que mostra que a curvatura nessas superfícies é extrema elevada.

Estas zonas estão representadas pelos vermelhos carregados, tensões de tracção elevadas, porque os pontos de medição das tensões pertencem a uma das superfícies exteriores do painel. Assim, consoante a curvatura local os pontos representados estarão à tracção ou compressão em painéis alternados lateralmente devido à antissimetria lateral do painel. Na fase exterior oposta àquela onde se está a medir as tensões tem sinal contrário, isto é, se um ponto do gráfico estiver a vermelho (tracção) na fase oposta do mesmo ponto a tensão seria azul (compressão) e vice-versa.

Para melhor exemplificar o que ficou dito apresenta-se a distribuição de extensões plásticas ao longo do painel, Figura 122.

Relativamente à comparação entre as curvas tensão média alongamento normalizados é possível constatar na Figura 123 que existe uma coincidência quase total entre o modelo simplificado e os painéis no domínio elástico e praticamente até ao colapso. A carga de colapso é também bastante semelhante: 0,826 para o modelo de placa reforçada e 0,816 para os dois painéis, enquanto que o alongamento normalizado é bastante diferente, 1,036 e 0,930 respectivamente.

Antes de passar à interpretação das diferenças entre o comportamento dos diversos modelos convém clarificar alguns pontos relevantes: os painéis longos (50B 12SA e 50B 12SE) têm balizas enquanto as placas reforçadas 50B 3 e 50B2 3 e o painel 50B 12SB não têm, e a placa 50B2 3 tem uma espessura acrescida no reforço em 20% como indicado anteriormente. Ora, a existência dessas balizas provoca

uma resistência adicional à rotação nos apoios a qual se faz sentir principalmente quando se desenvolvem grandes deformações, isto é, na fase de colapso e de pós colapso.

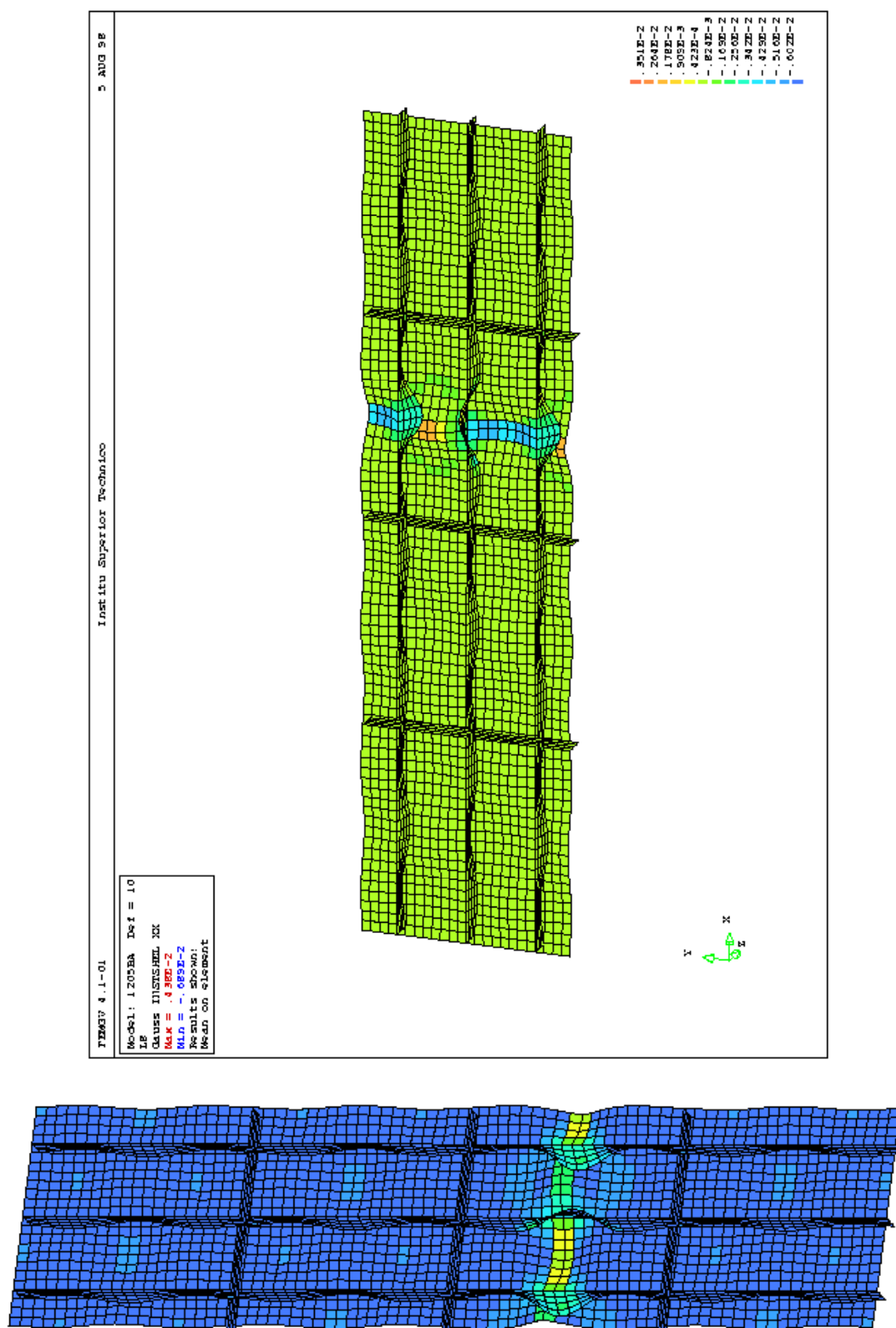


Figura 122 Extensões plásticas segundo a direcção longitudinal (em cima) e extensões plásticas equivalentes (em baixo) do painel.

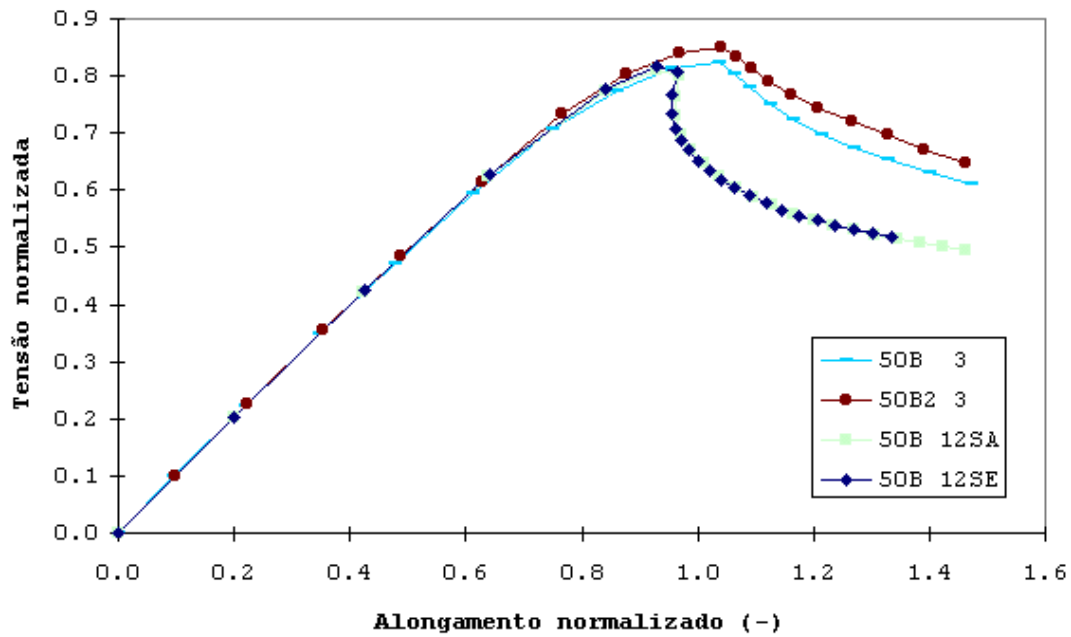


Figura 123 Curvas tensão média alongamento normalizados de placas reforçadas com perfis barra de 3m e correspondentes painéis de 12m de comprimento.

Este comportamento é representado por um maior valor do módulo tangente dos painéis imediatamente antes do colapso e que se traduz em tensões médias ligeiramente superiores às obtidas para o modelo de placa reforçada nessa zona de carregamento. Este comportamento devido às balizas, por si só, mantém-se em toda a região de pós colapso; no entanto, um outro fenómeno sobrepõe-se-lhe nessa gama de alongamentos, anulando e invertendo o comportamento das curvas tensão alongamento.

De facto, estas curvas são muito sensíveis ao comprimento total do modelo nos casos em que o colapso se apresenta essencialmente local e que é o caso do painel considerado. Esta afirmação carece de justificação mais detalhada já que não se encontra disponível na literatura consultada análises sobre o impacto do número de vãos no comportamento das curvas tensão alongamento, havendo apenas um estudo recente [129] que aponta para a necessidade de utilizar um maior número de vãos nos estudos de placas reforçadas por elementos finitos.

Considere-se que um painel com n vãos é sujeito a compressão no plano e que o colapso se dá localmente num único vão como acontece na maioria dos casos. Depois de se iniciar a descarga após o colapso, o material do vão em ruína

continua a acumular extensões plásticas irreversíveis, diminuindo a sua capacidade de carga devido ao aumento das deformações, o que conduz à redução da tensão média suportada pelo painel. Nos $n-1$ vãos em que não foi atingida a situação de carga máxima, devido à natureza estatística da tensão máxima suportada por painéis “iguais”, a diminuição da tensão média conduz a uma recuperação das deformações e uma diminuição dos alongamentos compressivos a que estavam sujeitos. Esta recuperação será tanto mais eficaz quanto maior a esbelteza das placas porque se desenvolvem menos pontos de deformação plástica a qual é irrecuperável como se sabe.

4.5 Efeito da geometria e das tensões residuais na resistência

Nesta secção apresenta-se o resultado de um estudo paramétrico que determina a resistência de um conjunto de placas reforçadas sujeitas a carregamento longitudinal de compressão. A resistência é estimada através de um método aproximado e simples, que se baseia na aproximação de coluna proposta por Faulkner e contabiliza os efeitos das tensões residuais. As dimensões dos escantilhões abrangem diversas configurações dando uma ideia bastante precisa do comportamento das placas reforçadas em função dos parâmetros decisórios mais importantes.

Ao nível da investigação, os aspectos relacionados com a resistência e a acção das imperfeições e tensões residuais têm sido bastante debatidos e estudados como já foi indicado, tendo recentemente uma das Comissões do *International Ship and Structures Congress* (ISSC) iniciado um trabalho que pretende comparar os diversos métodos disponíveis e utilizados por diferentes projectistas para dimensionamento de placas reforçadas de chapa fina. A presente secção insere-se nesse trabalho e vem no seguimento do desenvolvimento de um método mais vasto que, além de permitir avaliar a resistência deste tipo de elementos estruturais, fornece ainda informação sobre a resistência do casco de navios sob a acção de momentos flectores globais [23].

4.5.1 Breve descrição do método

O método utilizado neste trabalho é um método aproximado baseado na formulação de Faulkner [48] para a determinação da resistência máxima de placas reforçadas sujeitas a carregamentos compressivos. Esta formulação foi generalizada de forma a prever a curva tensão-alongamento tanto na fase elástica e elasto-plástica como no regime pós colapso, mais vulgarmente designado por resistência residual [17].

4.5.1.1 Resistência da Chapa Associada

O método já descrito em pormenor no Capítulo I considera níveis de imperfeições iniciais médios para a chapa associada dados por $d/t=0.1\beta_o^2$, onde d é a amplitude máxima das distorções, t é a espessura e β_o é a esbelteza nominal da placa. O método pode ser generalizado para ter em conta de forma explícita as imperfeições iniciais da placa, utilizando a formulação de Guedes Soares [51].

O nível de tensões residuais pode ser controlado a partir da largura da faixa em tensão de tracção, η , através da relação $\bar{\sigma}_r = \frac{\sigma_r}{\sigma_o} = \frac{2\eta}{b-2\eta}$ onde b é a largura da placa e σ_o é a tensão de cedência do material.

O material é considerado ter um comportamento linear perfeitamente plástico, o qual, ao ser corrigido do efeito das tensões residuais, pode ser representado matematicamente por $\phi_r = \max \left\{ -1, \min \left(1, \varepsilon, \frac{\bar{\sigma}_r \cdot \varepsilon + 1 - \bar{\sigma}_r}{1 + \bar{\sigma}_r} \right) \right\}$ onde ε é o alongamento normalizado pelo alongamento de cedência.

A largura efectiva da chapa associada para cada alongamento do apoio, b_e , é estimada através da fórmula de Faulkner generalizada $\frac{b_e}{b} \equiv \phi_w = \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2}$ em que β é igual a $\beta_o \cdot \sqrt{\varepsilon}$.

Com estas expressões simples fica definido o comportamento da placa para toda a gama útil de alongamentos. Finalmente o estado de tensão médio a que está sujeita a placa é o produto das duas expressões anteriores, ϕ_w e ϕ_r .

4.5.1.2 Resistência da Placa Reforçada

Uma vez definido o estado de tensões médio dos elementos de placa para cada alongamento, torna-se necessário incluir o comportamento do reforço o qual é condicionado pelo estado de deformação da placa e vice-versa. A formulação escolhida para prever a resistência da placa reforçada [48] só parcialmente inclui esta interacção através da variação da largura efectiva da chapa associada, pelo que se tornou necessário complementar o método com a teoria de instabilidade lateral ou torsional do reforço [91] a qual inclui a interacção placa reforço.

Na sua forma inicial que considera unicamente o colapso devido à flexão do conjunto placa-reforço como coluna, a resistência é avaliada pela fórmula de Johnson-Ostenfeld ponderada pela percentagem da área efectiva na área total, a qual pode ser expressa por:

$$\phi_c = \phi_e \cdot \frac{A_s + b_e t}{A_s + b t} \quad (141)$$

em que ϕ_e é a tensão crítica normalizada de Euler para a coluna composta pelo reforço e a chapa efectiva associada, corrigida pelo comportamento elasto-plástico para valores superiores a 0,5. A_s é a área seccional do reforço.

Esta formulação já foi validada com resultados experimentais e com outros métodos alternativos demonstrando-se o seu bom desempenho [85].

4.5.2 Caracterização dos modelos

Os modelos utilizados dividem-se em 18 grupos para os quais se consideraram várias espessuras da chapa associada, a saber, 10, 13, 15, 20 e 25mm, perfazendo um total de 90 modelos. Com estas cinco espessuras fica coberta a gama usual de esbelteza de placa da chaparia dos navios comerciais mais vulgares.

A geometria das placas é dividida em dois grandes grupos:

$$a \times b = 2400 \times 800\text{mm}$$

$$a \times b = 4000 \times 800\text{mm}$$

em que a é o comprimento da placa e representa tipicamente o espaçamento entre balizas. Com estas dimensões a razão de dimensões, a/b , é 3 e 5, respectivamente.

Os reforços considerados representam três dos quatro grandes tipos de reforços utilizados em navios, barra, 'L' e 'T', deixando por analisar os perfis bolbo devido à dificuldade de modelar a sua geometria algo complicada. No entanto este tipo de perfis pode ser entendido como tendo propriedades intermédias entre o perfil barra e o 'T'. Na Tabela 21 descreve-se a geometria da secção transversal dos perfis utilizados e associados aos diferentes grupos.

As características mecânicas do material são as correspondentes às de um aço de construção naval H32 com tensão de cedência de 313,6 MPa e módulo de elasticidade de 205,8 GPa. Este tipo de aço é dos mais utilizados actualmente na construção de navios aliando boa resistência a um preço muito competitivo nas actuais condições de mercado.

Perfil	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Barra	150 x 17	250 x 19	350 x 35
L	150x90x9/12	250x90x10/15	400x100x12/17
T	138x9+90x12	235x10+90x15	383x12+100x17

Tabela 21 Geometria dos perfis

4.5.2.1 Imperfeições geométricas iniciais dos modelos

As imperfeições geométricas dos modelos de placa, $a \times b \times t$, são dadas por dois termos sendo desprezados todos os restantes termos do desenvolvimento em série de Fourier da deformada da placa, w_{op} :

$$w_{op} = A_o \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} + w_{os} \quad (142)$$

O primeiro termo do segundo membro representa a elevação da chapa relativamente à superfície definida pela elevação dos reforços entre balizas, w_{os} , no segundo termo da eq. (142). A constante A_o toma o valor médio $0,1\beta^2 t$.

As imperfeições do reforço são descrita por uma semi sinusóide dada por:

$$\begin{aligned} w_{os} &= B_o \sin \frac{\pi x}{a} \\ v_{os} &= C_o \sin \frac{\pi x}{a} \end{aligned} \quad (143)$$

representando a elevação e a falta de perpendicularidade resultantes dos

processos tecnológicos de montagem e fabrico. As constantes B_0 e C_0 podem ser consideradas iguais a $0,001a$ em média [53].

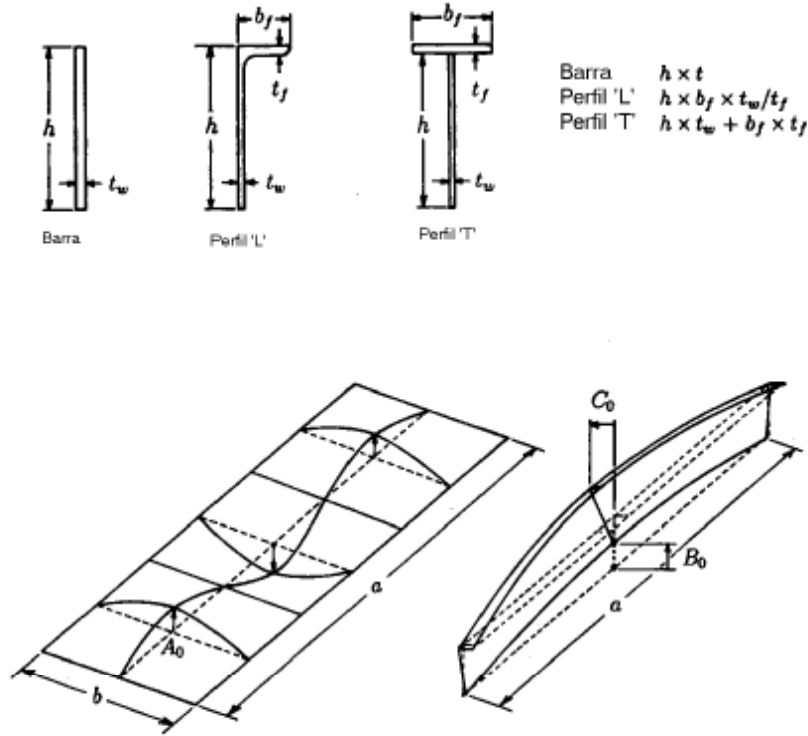


Figura 124 Definição e representação das imperfeições geométricas iniciais. Caracterização dos perfis.

4.5.2.2 Tensões residuais dos modelos

As tensões residuais da chapa associada são descritas pela eq. (52) em que a largura da faixa em tracção pode ser relacionada com a quantidade de calor debitada pela soldadura na chapa através de:

$$\eta = \frac{t_a}{2} + \frac{0,26\Delta Q}{t_a + 2t} \quad (144)$$

onde t_a é a espessura da alma do reforço e $\Delta Q = 78.8l^2$, sendo l igual a 70% da espessura da alma com máximo de 7mm.

A amplitude das tensões residuais de compressão no reforço podem ser expressas por:

$$\sigma_{rr} = \frac{b_{ts}t_a}{(h - b_{ts})t_a + b_ft_f} \sigma_{or} \quad (145)$$

sendo σ_{or} a tensão de cedência do reforço, b_f e t_f são respectivamente a largura e a

espessura do banzo, h e t_a são a altura e a espessura da alma do reforço e b_{ts} é a largura da faixa em tracção no reforço a qual pode ser expressa por:

$$b_{ts} = \frac{t_a}{t} \left(\eta - \frac{t_a}{2} \right) \quad (146)$$

A Figura 125 apresenta esquematicamente a distribuição de tensões residuais assumida.

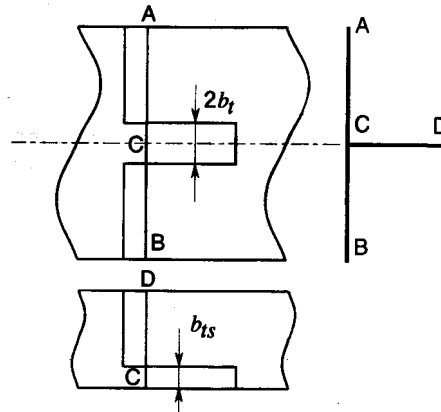


Figura 125 Distribuição assumida das tensões residuais na placa e no reforço

4.5.3 Resistência de painéis pelo método aproximado

Os resultados da resistência dos painéis reforçados foram agrupados em dois tipos: com e sem tensões residuais. De entre estes fez-se a distinção entre as diferentes razões de dimensões, 3 e 5 respectivamente.

4.5.3.1 Placas reforçadas sem residuais

Na Tabela 22 apresenta-se os resultados para as placas reforçadas de $a/b=3$ e na Tabela 23 para a $a/b=5$. O índice B, L ou T significa que o reforço é uma barra, perfil 'L' ou 'T' respectivamente. O primeiro algarismo designa a razão de dimensões, os dois seguintes identificam a espessura da placa associada e os dois últimos o tipo de reforço. O alfanumérico final classifica as tensões residuais. A segunda coluna indica a tensão máxima suportada pela placa e a terceira coluna de cada tipo de perfil dá o valor da tensão máxima normalizada pela tensão de cedência do material base.

Uma leitura breve da Tabela 22 permite identificar que a eficiência dos

painéis reforçados aumenta substancialmente com o aumento da espessura da placa associada qualquer que seja o tipo de perfil do reforço.

No entanto o aumento da área da secção transversal nem sempre origina painéis mais resistentes, apesar de normalmente o aumento de resistência acontecer com o aumento das espessuras do reforço. Considere-se por exemplo os painéis com perfil barra e espessura da chapa associada de 10mm. Do perfil 15 para o perfil 25 assiste-se um aumento de resistência da placa reforçada como seria de esperar, de 0,472 para 0,568. Mas o perfil 35 associado à mesma chapa de 10mm apresenta uma resistência muito mais reduzida, 0,424, resultado este aparentemente anormal.

Nº.	σ_u	ϕ_u	Nº,	σ_u	ϕ_u	Nº,	σ_u	ϕ_u
B31015n	148	0,472	L31015n	175	0,558	T31015n	172	0,548
B31315n	186	0,593	L31315n	208	0,663	T31315n	207	0,660
B31515n	204	0,651	L31515n	224	0,714	T31515n	220	0,702
B32015n	222	0,708	L32015n	250	0,797	T32015n	245	0,781
B32515n	229	0,730	L32515n	266	0,848	T32515n	259	0,826
B31025n	175	0,568	L31025n	172	0,548	T31025n	175	0,558
B31325n	219	0,698	L31325n	214	0,682	T31325n	216	0,688
B31525n	235	0,749	L31525n	232	0,739	T31525n	231	0,737
B32025n	263	0,839	L32025n	271	0,864	T32025n	270	0,861
B32525n	288	0,918	L32525n	290	0,925	T32525n	289	0,922
B31035n	133	0,424	L31040n	124	0,395	T31040n	128	0,408
B31335n	205	0,654	L31340n	189	0,603	T31340n	199	0,635
B31535n	234	0,746	L31540n	225	0,717	T31540n	228	0,727
B32035n	266	0,848	L32040n	263	0,839	T32040n	266	0,848
B32535n	291	0,928	L32540n	294	0,937	T32540n	294	0,937

Tabela 22 Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas sem tensões residuais de razão de dimensões 3.

A única razão plausível resulta do painel apresentar um grande desequilíbrio na resistência à instabilidade elástica entre o reforço e a placa associada, originando-se fenómenos de interacção entre a placa e o reforço que, neste caso, sendo a placa menos resistente e instabilizando primeiro, induzem a instabilidade prematura do reforço, diminuindo substancialmente a resistência global.

Esta degradação de resistência é perfeitamente identificável na Figura 126

para a espessura de 10mm e para os reforços mais espessos de cada tipo, B35, L40 ou T40.

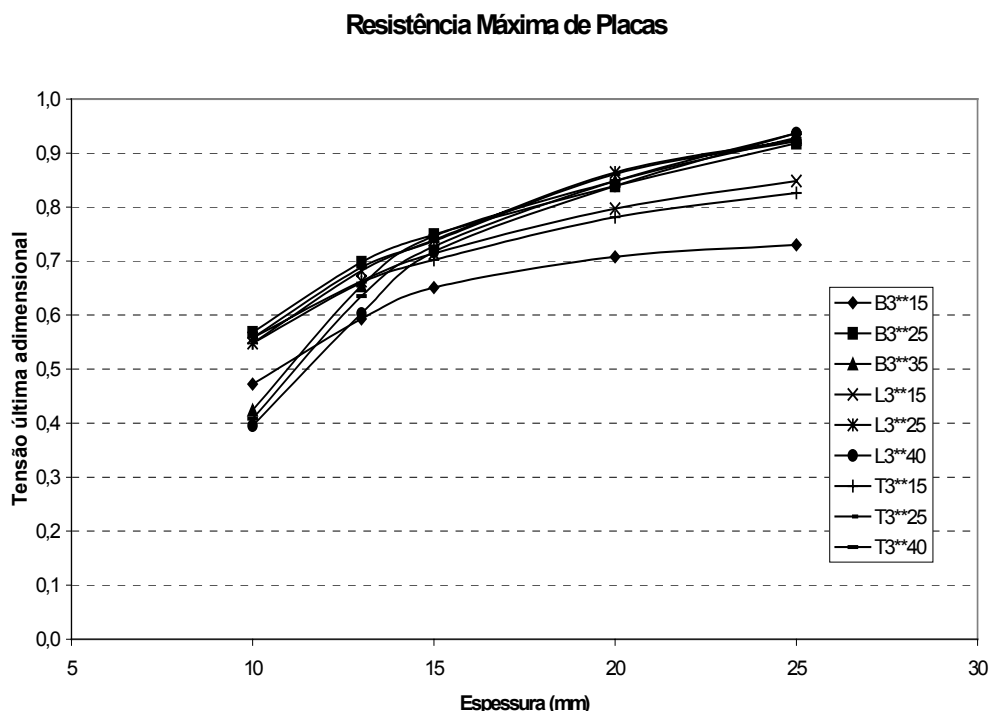


Figura 126 Representação gráfica da resistência dos painéis com $a/b=3$

Este tipo de resultados não é tão marcado para as placas reforçadas com um comprimento 5 vezes superiores à largura, Tabela 23.

Os diversos perfis do tamanho 15 apresentam uma resistência ridiculamente baixa o que mostra a inadequabilidade da utilização deste perfil para espaçamentos entre balizas tão elevado; o aumento da espessura da chapa associada ao perfil 15 não resulta também num aumento da resistência, leia-se eficiência, por aumento da esbelteza da placa.

Nos perfis com secções transversais maiores a tendência geral é a esperada e já descrita para as placas $a/b=3$ continuando-se a não se notar uma diferença qualitativa entre os perfis equivalentes dos vários tipos.

A Figura 127 mostra claramente que a eficiência dos perfis 15 é manifestamente inferior aos restantes sendo de concluir que esta ineficiência resulta da existência de colapso induzido por instabilidade lateral-torcional do reforço.

Nº.	σ_u	ϕ_u	Nº,	σ_u	ϕ_u	Nº,	σ_u	ϕ_u
B51015n	133	0,424	L51015n	167	0,533	T51015n	160	0,510
B51315n	136	0,434	L51315n	181	0,577	T51315n	173	0,552
B51515n	135	0,430	L51515n	189	0,603	T51515n	179	0,571
B52015n	125	0,398	L52015n	199	0,635	T52015n	185	0,589
B52515n	113	0,360	L52515n	199	0,635	T52515n	180	0,574
B51025n	158	0,504	L51025n	184	0,587	T51025n	183	0,584
B51325n	203	0,647	L51325n	210	0,669	T51325n	207	0,660
B51525n	220	0,702	L51525n	222	0,708	T51525n	224	0,714
B52025n	250	0,797	L52025n	256	0,816	T52025n	252	0,804
B52525n	263	0,839	L52525n	271	0,864	T52525n	266	0,848
B51035n	162	0,517	L51040n	153	0,488	T51040n	162	0,517
B51335n	201	0,641	L51340n	207	0,660	T51340n	208	0,663
B51535n	220	0,702	L51540n	224	0,714	T51540n	224	0,714
B52035n	256	0,816	L52040n	258	0,823	T52040n	257	0,819
B52535n	283	0,902	L52540n	288	0,918	T52540n	287	0,915

Tabela 23 Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas sem tensões residuais de razão de dimensões 5.

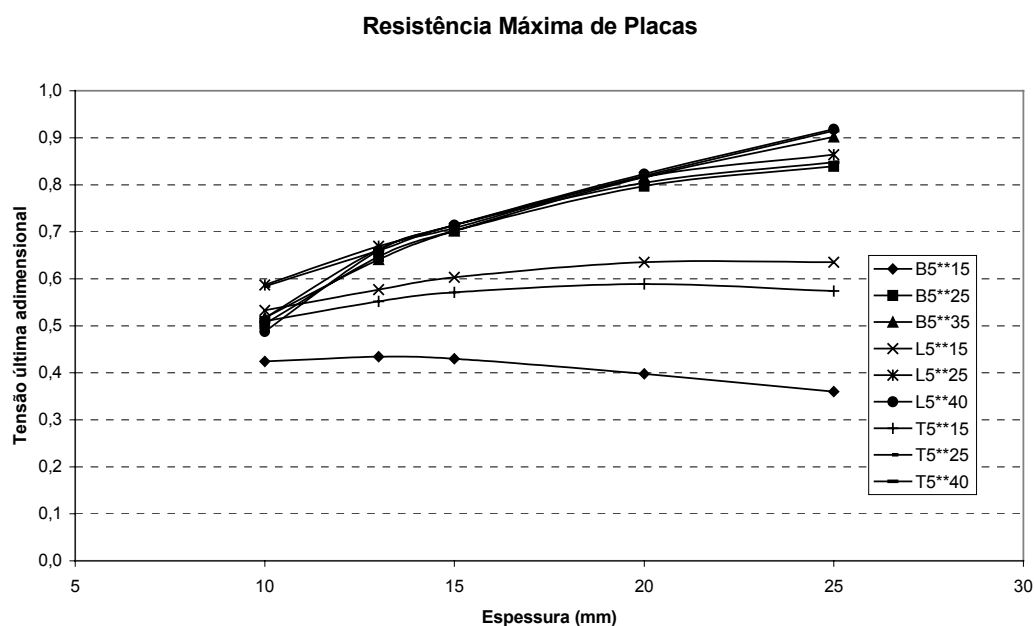


Figura 127 Representação gráfica da resistência dos painéis com $a/b=5$

Apesar das placas reforçadas 15 serem equivalentes quanto à resistência à flexão devido ao facto de apresentarem semelhante momento de inércia, os perfis 15 dos diversos tipos apresentam diferentes resistências à instabilidade lateral-torcional, sendo esta resistência inferior para os perfis barra e maior para os perfis

do tipo 'L'. Este tipo de instabilidade está associado de alguma forma ao momento polar de inércia em torno do ponto de soldadura do perfil à placa e esta é a razão da curva do perfil barra estar muito mais abaixo das duas outras.

4.5.3.2 Placas reforçadas com tensões residuais

Para efeitos comparativos foram analisadas as mesmas placas reforçadas com tensões residuais apresentando-se aqui unicamente os resultados para os perfis barra. O método utilizado só permite a introdução de tensões residuais nos elementos de placa, utilizando-se as correcções ao comportamento do material. O cálculo das tensões residuais compressivas é efectuado através das equações 144 e 145 e é apresentado na última coluna da Tabela 24. Nota-se que as tensões residuais compressivas da placa baixam com a espessura da mesma não apresentando grandes diferenças para os diferentes perfis.

Nº.	σ_u	ϕ_u	b_t	ϕ_{Cr}
B31015y	168	0,536	36,18	0,10
B31315y	193	0,615	31,99	0,09
B31515y	203	0,647	29,81	0,08
B32015y	220	0,702	25,75	0,07
B32515y	226	0,721	22,94	0,06
B31025y	202	0,644	34,81	0,10
B31325y	225	0,717	32,18	0,09
B31525y	241	0,768	30,75	0,08
B32025y	262	0,835	27,94	0,08
B32525y	280	0,893	25,89	0,07
B31035y	149	0,475	35,08	0,10
B31335y	224	0,714	32,93	0,09
B31535y	241	0,768	31,73	0,09
B32035y	269	0,858	29,34	0,08
B32535y	285	0,909	27,55	0,07

Tabela 24 Resistência absoluta (σ_u em MPa) e normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas Barra com tensões residuais de razão de dimensões 3.

A segunda coluna indica a tensão máxima suportada pelo painel e a terceira coluna a eficiência do mesmo. As conclusões tiradas anteriormente para placas sem tensões residuais aplicam-se também às placas com tensões residuais havendo um aumento da tensão máxima suportada quando a espessura aumenta e em igualdade de perfil.

É também evidente a redução excessiva da tensão máxima quando o perfil é desadequado à placa, de que são exemplos a placa B31015y com uma eficiência de 0,536 e a placa B31035y com eficiência de 0,475. Nos casos normais a tensão máxima aumenta com o aumento das dimensões do perfil, ou seja, com o aumento do momento de inércia do perfil.

Na Figura 128 comparam-se graficamente os perfis barra com e sem tensões residuais identificando-se imediatamente os comentários feitos anteriormente e permitindo identificar alguma insensibilidade da tensão máxima ao efeito das tensões residuais.

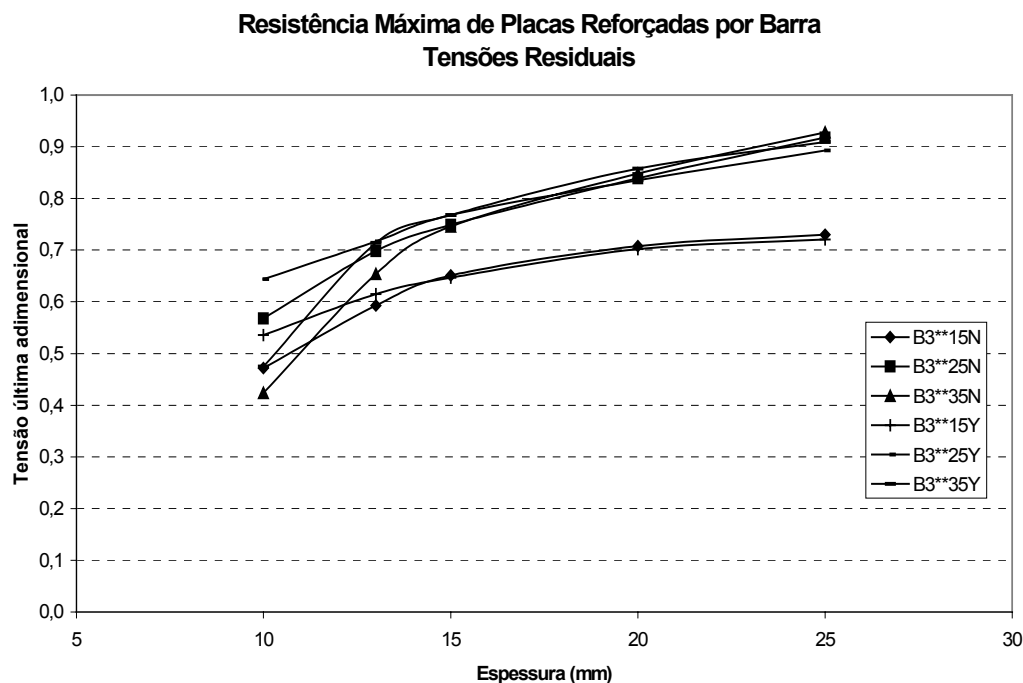


Figura 128 Comparação entre a resistência normalizada (ϕ_u) das placas reforçadas Barra com e sem tensões residuais, $a/b=3$.

Convém no entanto realçar que os valores previstos para as tensões residuais são relativamente baixos, entre 7 e 10% da tensão de cedência, o que justifica de alguma forma a sobreposição de resultados.

As maiores diferenças voltam a acontecer para as baixas espessuras, com tensões residuais mais altas, e para os perfis maiores, série 35.

4.6 Considerações finais

O dimensionamento tradicional dos painéis de chapa fina reforçada à pressão lateral é insuficiente devido à presença de tensões de compressão no plano da placa que podem induzir um colapso prematuro.

A instabilidade elástica degrada bastante a resistência à compressão sendo essencial atingir um bom equilíbrio entre o dimensionamento do reforço e o da placa para obter um bom projecto e bons níveis de resistência.

Por outro lado não existem grandes diferenças no comportamento mecânico entre perfis equivalentes mas de diferente geometria; a esbelteza de coluna associada ao espaçamento entre balizas poderá degradar bastante a resistência dos perfis mais pequenos mas esta esbelteza depende essencialmente do momento de inércia do conjunto pelo que perfis equivalentes, em termos do momento de inércia, tendem a ter a mesma resistência a não ser que existam fenómenos de instabilidade lateral-torsional.

As tensões residuais poderão não ter um impacto muito negativo. O seu impacto é maior na forma da curva tensão-alongamento do que na resistência última da placa reforçada. Assiste-se normalmente a uma pequena redução da resistência última e a um aumento acentuado do alongamento médio normalizado o qual passa de valores iguais ou inferiores a 1 para valores próximo de 2.

Da comparação entre os diversos métodos concluiu-se que o método de Faulkner, baseado na teoria do módulo tangente, se apresenta como o método que melhor prevê os resultados experimentais disponíveis. É de facto o único que não apresenta uma dependência marcada da esbelteza de placa e de coluna. O coeficiente de variação é também o mais baixo de todos na comparação das previsões com os resultados. Por tais razões foi escolhido como a formulação adequada à utilização no método de previsão da resistência do casco à flexão.

O grande inconveniente desta formulação comparativamente às formulações de Perry modificadas consiste na impossibilidade de explicitar a influência das imperfeições na resistência da placa reforçada. O único processo é por via indirecta, através da afectação da largura efectiva da placa associada enquanto que no segundo grupo de formulações, de que a de Carlsen é um

exemplo, as imperfeições do reforço mostram explicitamente a sua importância. No entanto, para efeitos de projecto e dado o desconhecimento à priori das imperfeições reais, acaba-se por impor um valor médio aos diversos tipos de imperfeições chegando-se a uma situação semelhante em ambas as formulações.

O tratamento dos resultados de placas sujeitas a pressão lateral e compressão simultânea mostra que a pressão lateral não afecta substancialmente a resistência da placa reforçada à compressão. A dependência da esbelteza de coluna encontrada nos ensaios de Smith quando comparados com as previsões do método de Faulkner é a mesma para os ensaios com e sem pressão lateral. A escassez de resultados experimentais disponíveis impossibilita no entanto qualquer conclusão definitiva.

O estudo dos elementos de placa reforçados mostrou que a geometria do reforço não é muito importante, mas a forma das imperfeições pode condicionar de forma decisiva tanto a rigidez inicial como a resistência máxima e o alongamento de colapso. Esta conclusão é globalmente válida para os três tipos de placa associada estudados mas acentua-se com o aumento de b/t . Tal como nas placas não reforçadas pode-se também aqui notar a existência de grupos de resistência e comportamento associados ao modo das imperfeições iniciais.

Os fenómenos de interacção entre o placa associada e o reforço são muito importantes. A mudança do modo dominante da deformada da placa associada induz alterações na deformada do reforço provocando plastificação local junto da ligação entre os dois. Os momentos associados à geração desta rótula afectam inevitavelmente a resistência da placa associada e do reforço.

A utilização total ou parcial de aço de alta resistência em painéis em compressão não tem um efeito proporcional à razão entre as tensões de cedência. O aumento da esbelteza de placa e de coluna para uma mesma geometria em resultado do aumento da tensão de cedência do aço origina uma diminuição da eficiência do conjunto, não se obtendo capacidades de carga tão elevadas quanto se poderia esperar. Esta degradação de eficiência é mais elevada quando se utiliza o aço de alta resistência na placa associada.

A natureza eminentemente local do colapso em painéis à compressão afecta

muito as curvas tensão-alongamento normalizado por o alongamento ser dependente do comprimento do modelo de E.F. ou do painel provete no caso de ensaios. As curvas sobrepõem-se até ao início da plastificação local. Na região de pós-colapso os modelos de um único vão tendem a apresentar um colapso mais suave do que os modelos de múltiplo vão nas curvas de comportamento. Estes últimos podem aparentar ter um comportamento de 'snap-through' que não corresponde de todo à realidade. Este comportamento aparente deve-se essencialmente à redução de alongamento em regime elástico na maior parte do painel fora da zona de colapso devido à redução da capacidade de carga na zona de colapso. Este aspecto é importante na medida em que condiciona a escolha do tipo de comportamento pós-colapso a adoptar nas curvas de previsão de resistência de placa reforçadas para utilização no estudo de estruturas tridimensionais de paredes finas à flexão.

Capítulo 5 Método de Previsão de Resistência Longitudinal de Navios

A determinação do momento flector máximo ou último suportado pelo casco do navio é um dos aspectos mais importantes do projecto estrutural de navios, tal como foi referido no Capítulo 1. Torna-se assim importante dispor de um método que permita avaliar a resistência longitudinal do casco de forma expedita e suficientemente precisa.

O método que se apresenta resulta directamente do método desenvolvido e apresentado em 1993 [86], actualizado pelas equações apresentadas nos Capítulos anteriores e servindo-se dos conceitos aí desenvolvidos. O princípio fundamental do método mantém-se inalterado, por se demonstrar ser capaz de reproduzir o comportamento do casco do navio em flexão de uma forma eficaz, permitindo caracterizar as regiões mais importantes da curva momento curvatura, isto é, a região de pré-colapso, de colapso e de pós-colapso.

5.1 Conceitos básicos utilizados

O comportamento do casco sob flexão é expresso de uma forma muito simples através da relação entre o momento flector imposto pelo carregamento e a curvatura resultante da flexibilidade do casco. Esta relação pode ser obtida através da imposição de uma sequência de curvaturas, avaliando para cada uma delas o momento flector suportado correspondente.

Para cada curvatura aplicada a uma determinada secção do navio é possível conhecer a distribuição de extensões em cada ponto, assumindo que as secções planas se mantêm planas. Tal obtêm-se através das equações de equilíbrio, sendo necessário conhecer a localização precisa do eixo neutro da secção para essa curvatura.

Conhecida a distribuição de extensões e considerando que o casco do navio é constituído pelo conjunto de todos os elementos reforçados com comportamento individualizado e representativo de uma viga coluna, pode-se associar a cada um

Método de previsão de resistência longitudinal de navios

destes elementos individuais a respectiva extensão para aquela curvatura. Esta extensão média a que está sujeito o elemento define o estado de tensão médio se estiver disponível a curva tensão alongamento para cada elemento. Estas curvas podem ser obtidas de diversas formas: por elementos finitos para cada caso particular, de forma tabular para perfis típicos ou através de funções que considerem os principais parâmetros que condicionam a relação tensão alongamento. A primeira obriga a utilizar um programa de elementos finitos para cada tipo de perfil com chapa associada da secção mestra numa fase preliminar de projecto; a segunda obriga à criação de uma base de dados enorme dada a diversidade de elementos num navio e para todos os navios; em fase deste cenário optou-se por desenvolver funções representativas do comportamento dos elementos reforçados quer em regime de pré colapso quer no de pós colapso.

O somatório das contribuições individuais destes elementos estabelece o valor do momento flector suportado numa determinada secção do casco para aquela curvatura. O conjunto dos pares momento flector, curvatura define a curva de comportamento do casco sob flexão.

Assim as duas principais hipóteses iniciais do método são: os elementos, compostos por reforços com continuidade longitudinal e chapa associada, em que a secção do casco é dividida comportam-se independentemente uns dos outros e o seu comportamento ou resposta não é afectada pela resposta ou estado dos elementos adjacentes da estrutura; as secções planas do casco mantêm-se planas qualquer que seja a curvatura.

Existe ainda a assumpção de que o colapso global de grandes extensões do casco por instabilidade da estrutura primária não é possível devido à existência de balizas suficientemente robustas que o impedem, pelo que o colapso fica limitado à ruína entre balizas dos elementos estruturais com continuidade longitudinal.

Apresenta-se em seguida algumas secções mestra típicas de diversos tipos de navios onde se pode ver que o número de elementos reforçados é bastante elevado e que existe uma grande repetitividade de elementos em cada painel.

Método de previsão de resistência longitudinal de navios

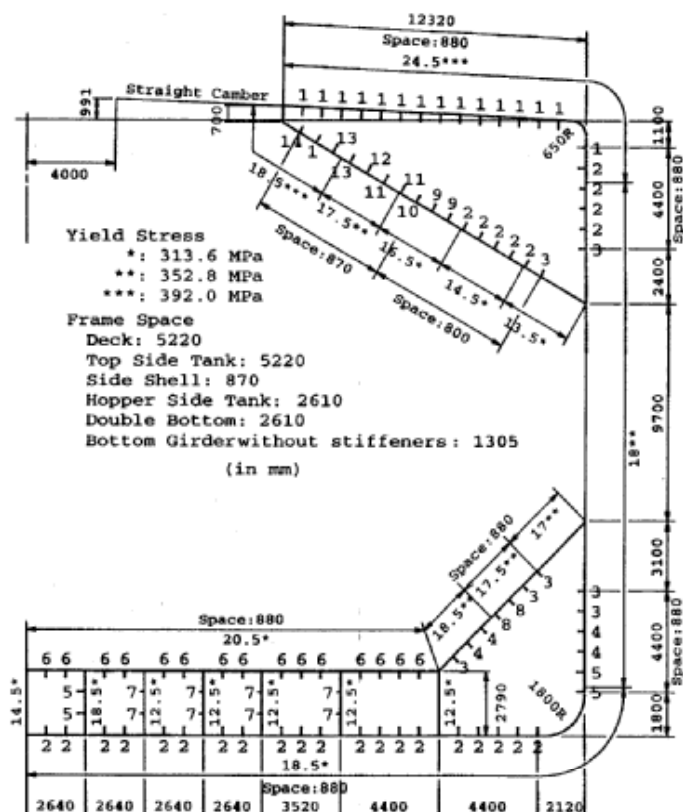


Figura 129 Secção mestra típica de um navio de carga a granel

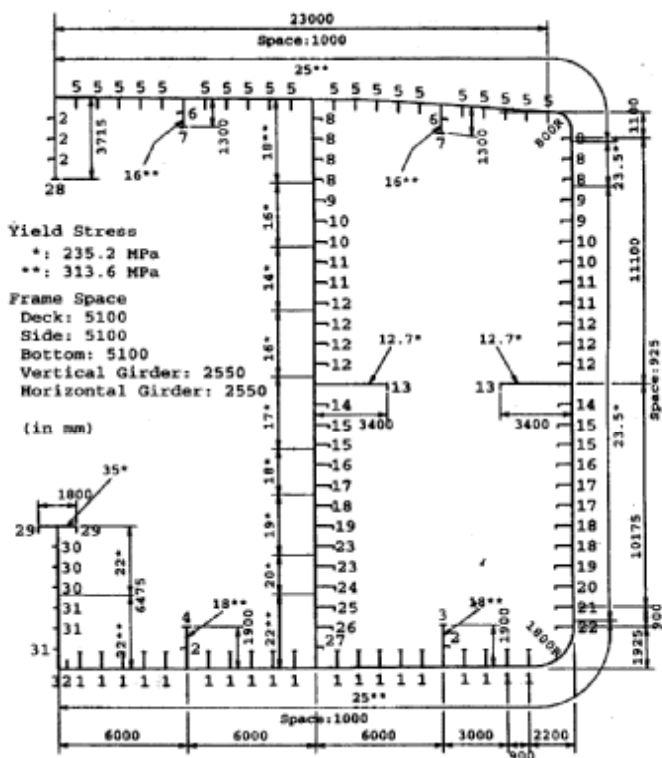


Figura 130 Secção mestra típica de um navio tanque de casco simples

Método de previsão de resistência longitudinal de navios

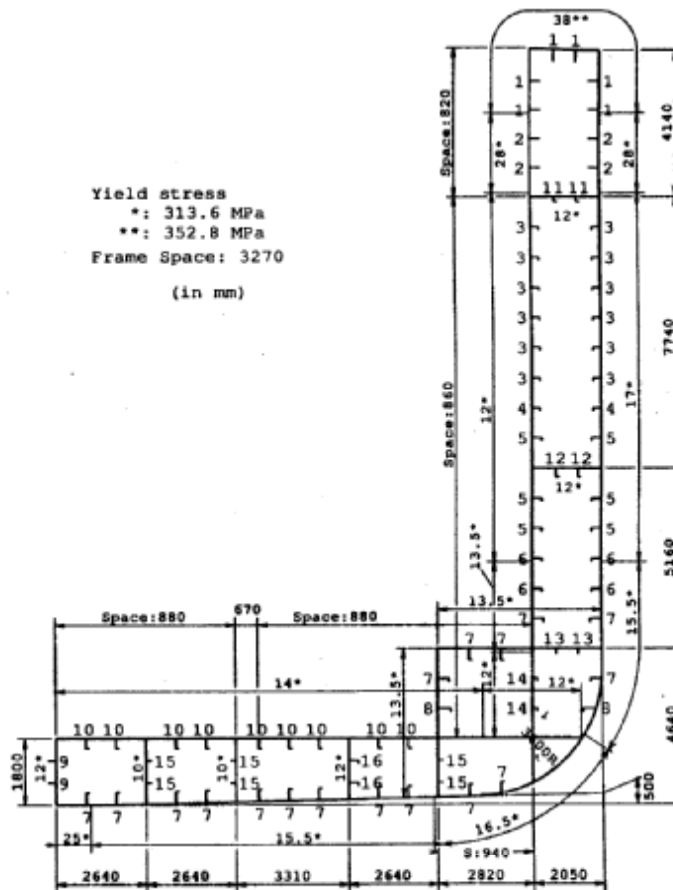


Figura 131 Secção mestra típica de um navio porta-contentores

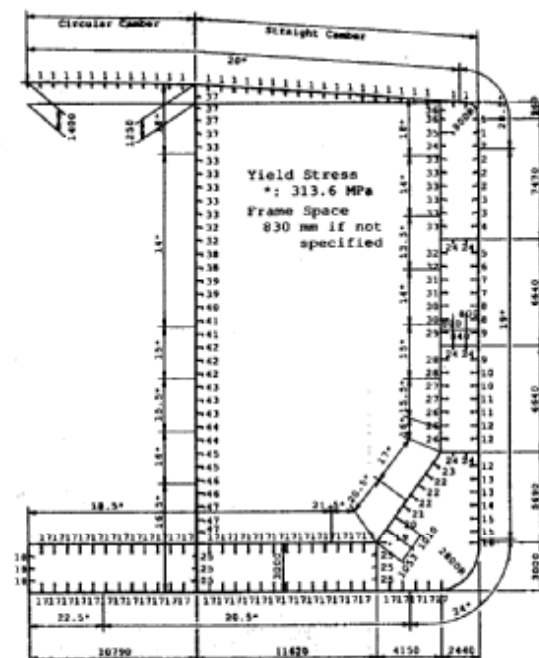


Figura 132 Secção mestra típica de um navio tanque de casco duplo

5.2 Descrição analítica do método

Considere-se uma secção de um navio à qual se impõe uma curvatura C segundo uma determinada direcção que faz um ângulo θ com a linha base. Os eixos principais de inércia desta secção são a linha de centro, dada pela expressão $x=0$ devido à simetria do casco, e pela recta horizontal que passa pelo centróide da secção a qual é definida pela equação:

$$y = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} \quad (147)$$

Assume-se que a secção é simétrica e que a origem do referencial se localiza na intersecção da linha base, eixo das abcissas, com a linha de centro, eixo das ordenadas. Neste referencial a localização do centróide de cada elemento reforçado i é (x_i, y_i) e a sua área total é A_i .

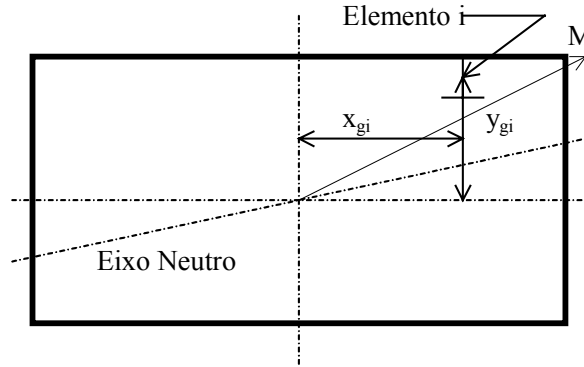


Figura 133 Posicionamento do elemento no navio

O centróide da secção pertence ao eixo neutro qualquer que seja a direcção da curvatura C em regime linear elástico e servirá inicialmente de origem ao referencial local associado à posição do eixo neutro, entendido este como o conjunto de pontos para os quais a tensão na direcção longitudinal é nula. Designe-se esse ponto por (x_n, y_n) . A posição do centróide de cada elemento reforçado é expressa neste referencial por:

$$\begin{cases} x_{gi} = x_i - x_n \\ y_{gi} = y_i - y_n \end{cases} \quad (148)$$

A curvatura C que se impõe ao casco pode ser decomposta em curvatura vertical C_x e curvatura horizontal C_y através de:

$$\begin{cases} C_x = C \cdot \cos \theta \\ C_y = C \cdot \sin \theta \end{cases} \quad (149)$$

O alongamento do centróide de cada elemento depende da posição desse elemento no casco do navio e é dado pela expressão:

$$\varepsilon_i = y_{gi} \cdot C_x - x_{gi} \cdot C_y = C(y_{gi} \cdot \cos \theta - x_{gi} \cdot \sin \theta) \quad (150)$$

Os alongamentos ε_i calculados indicam a tensão a que cada elemento está sujeito, $\sigma_i = \phi(\varepsilon_i) \cdot \sigma_o$, em que a função $\phi(\varepsilon_i)$ representa a resistência adimensionalizada da placa reforçada sob um alongamento ε_i . Os componentes do momento flector suportado pelo casco quando está sujeito àquela curvatura C , são dadas por:

$$\begin{cases} M_x = \sum \phi(\varepsilon_i) \cdot \sigma_o A_i \cdot y_{gi} \\ M_y = \sum \phi(\varepsilon_i) \cdot \sigma_o A_i \cdot x_{gi} \end{cases} \quad (151)$$

O momento flector suportado pelo casco nessa secção é:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} \quad (152)$$

e a direcção relativamente à horizontal expressa por:

$$\tan \psi = \frac{M_y}{M_x} \quad (153)$$

Note-se que o vector curvatura e o vector momento só ocasionalmente coincidem em direcção.

Este método necessita da definição correcta da posição do eixo neutro para cada curvatura de forma a que a localização de cada elemento reforçado seja precisa não influenciando os valores de M_x e M_y . No domínio do comportamento linear elástico, caso exista, o eixo neutro mantêm-se estável e a passar pelo centróide da secção, mas a partir do momento em que surgem não linearidades ele desloca-se, tornando-se necessário calcular a sua nova posição. Tal é possível através de um processo de tentativa e erro em que se impõe duas condições de paragem: a força longitudinal total não equilibrada, NL , e a correcção à posição do eixo neutro entre iterações, ΔNA , devem ser inferiores a valores suficientemente pequenos.

$$\begin{cases} NL = \sum \sigma_i A_i \leq \xi \cdot \sigma_o \sum A_i \\ \Delta NA = k_E \frac{NL}{C \cdot E \cdot \sum A_i} \leq 0,0001 \end{cases} \quad (154)$$

em que k_E é uma função da curvatura e da extensão de cedência introduzida para permitir uma melhor convergência do método, e resulta da variação do módulo estrutural tangente com a curvatura. De resto é esta variação que dificulta a convergência e faz com que a solução proposta em [3] não resulte na maior parte dos casos. Um milionésimo foi considerado um bom valor para ξ o que significa que a força máxima permitida não equilibrada longitudinalmente é um milionésimo da força que gera a cedência da secção em tracção.

5.3 Modelo de comportamento dos elementos reforçados

A modelação do comportamento dos elementos reforçados é baseada nos modos de colapso possíveis de uma viga coluna simples, isto é, no colapso da coluna por instabilidade à flexão, incluindo-se nesta a cedência pura, e a falha por instabilidade flexotorcional do reforço associada à instabilidade ou perda de efectividade da chapa associada.

A forma de obtenção das curvas tensão extensão para as placas simplesmente apoiadas restringidas foi descrita na secção 2.7 para carregamentos no plano aplicados longitudinalmente e na secção 3.5 para carregamentos no plano aplicados transversalmente.

As fórmulas de previsão de resistência da placa associada utilizada neste trabalho substituem as anteriores, correspondendo a uma melhor interpretação do enquadramento do elemento de placa reforçado representativo de todo o painel continuo pertencente à estrutura adjacente do casco. Assim, a placa associada deixou de ser considerada simplesmente apoiada sem restrições laterais para passar a ser considerada restringida lateralmente devido à rigidez das balizas que lhe servem de apoio.

Esta alteração provoca uma diminuição de resistência em placas espessas devido à influência nefasta das tensões transversais compressivas induzidas que fomentam a ampliação das deformações da placa e um efeito positivo para placas

esbeltas por razões inversas.

O estudo desenvolvido na secção 4.5.1.2 e a comparação com os resultados de outras origens e métodos [5] veio mostrar a necessidade de somente considerar o comportamento resultante do colapso do reforço por instabilidade flexotorcional quando a tensão crítica correspondente a este tipo de colapso é inferior à tensão de cedência. Nas versões anteriores as curvas resultantes do modo de colapso à flexão da coluna e de colapso à instabilidade flexotorcional do reforço eram sobrepostas sendo escolhida a curva correspondente a uma menor resistência. Como resultado, havia casos em que o colapso se dava por instabilidade à flexão mas a curva de descarga era controlada pela curva de descarga correspondente à instabilidade flexotorcional por esta originar uma descarga súbita.

Em placas reforçadas pouco esbeltas a teoria do colapso elastoplástico resultante da instabilidade flexotorcional do reforço dá origem a previsões péssimas pelo que foi abandonada e consequentemente sendo só utilizada a formulação elástica, mais de acordo com a realidade associada a este tipo de colapso em que a falha resultante desta instabilidade leva a um colapso brusco e brutal da estrutura, diminuindo substancialmente a sua capacidade de carga, e onde o desenvolvimento de grandes deformações plásticas têm pouco impacto na resistência, apesar de o terem no desenvolvimento das deformações transversais do reforço.

5.4 Resumo das fórmulas utilizadas no método

De forma a juntar e sintetizar a informação utilizada para a geração das curvas de comportamento de placas reforçadas sujeitas à compressão, resume-se nesta secção as fórmulas, por ordem, de forma a tornar mais compreensível o método proposto.

5.4.1 *Largura efectiva da placa associada*

A largura efectiva da placa associada livre de tensões residuais é dada pelas expressões deduzidas para caracterizar a resistência máxima de placas restringidas à compressão.

No caso do carregamento longitudinal compressivo usa-se a expressão (74):

$$\phi_w = \begin{cases} \beta^{-0,44} & \text{para } \beta \geq 1 \\ 1,07 & \text{para } \beta \leq 1 \end{cases}$$

correspondente à resistência máxima da placa com um modo crítico de colapso ($m=\alpha$). A esbelteza de placa é a esbelteza efectiva correspondente ao estado de extensão média da placa e que se relaciona com a esbelteza nominal por $\beta = \beta_o \sqrt{\bar{\varepsilon}}$ tal como foi definido na secção 2.7.1. A curva de comportamento da placa em compressão é $\phi_a = \phi_e \cdot \phi_w$ onde ϕ_e representa o comportamento elastoplástico do material.

Para representar o comportamento à tracção, a curva sem tensões residuais da placa restringida é dada pela expressão:

$$\phi_a = -\min \left[\frac{\bar{\varepsilon}}{1-\nu^2}; \frac{1}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} \right] \quad (155)$$

O segundo valor é a tensão longitudinal normalizada correspondente ao critério de von Mises e toma o valor de 1,125 no caso do aço.

5.4.2 Alterações devidas às tensões residuais

Na presença de tensões residuais o comportamento da placa restringida em tracção sofre uma correcção que resulta da integração da equação (62) e que depois de normalizada pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\phi_a = -\min \left[\frac{1}{1-\nu^2} \frac{b-2\eta t}{b-\eta tv} \cdot \bar{\varepsilon}; \frac{1}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} \right] \quad (156)$$

A placa restringida em compressão apresenta um comportamento dado pelas expressões da placa sem tensões residuais com excepção de uma gama de extensões onde estas têm influência:

$$\phi_e = \frac{b-4\eta t}{b} + \frac{2\eta t}{b} \cdot \bar{\varepsilon} \quad \Leftarrow \quad 1-\bar{\sigma}_r \leq \bar{\varepsilon} \leq 2 \quad (157)$$

ou ainda pode ser expresso em função das tensões residuais de compressão por:

$$\phi_e = \frac{1 - \phi_r}{1 + \phi_r} + \frac{\phi_r}{1 + \phi_r} \cdot \bar{\varepsilon} \quad \Leftrightarrow \quad 1 - \bar{\sigma}_r \leq \bar{\varepsilon} \leq 2 \quad (158)$$

5.4.3 Representação gráfica

Nas Figuras seguintes representam-se graficamente as curvas do comportamento dos elementos de placa, comparando-se com a curva para placas sem tensões residuais obtidas em 1993. Os valores de TR em cada gráfico representam o nível das tensões residuais compressivas normalizadas pela tensão de cedência.

5.4.3.1 Comportamento em tracção de placas

O comportamento em tracção longitudinal das placas restringidas é independente da esbelteza da placa pelo que é suficiente apresentar um único gráfico.

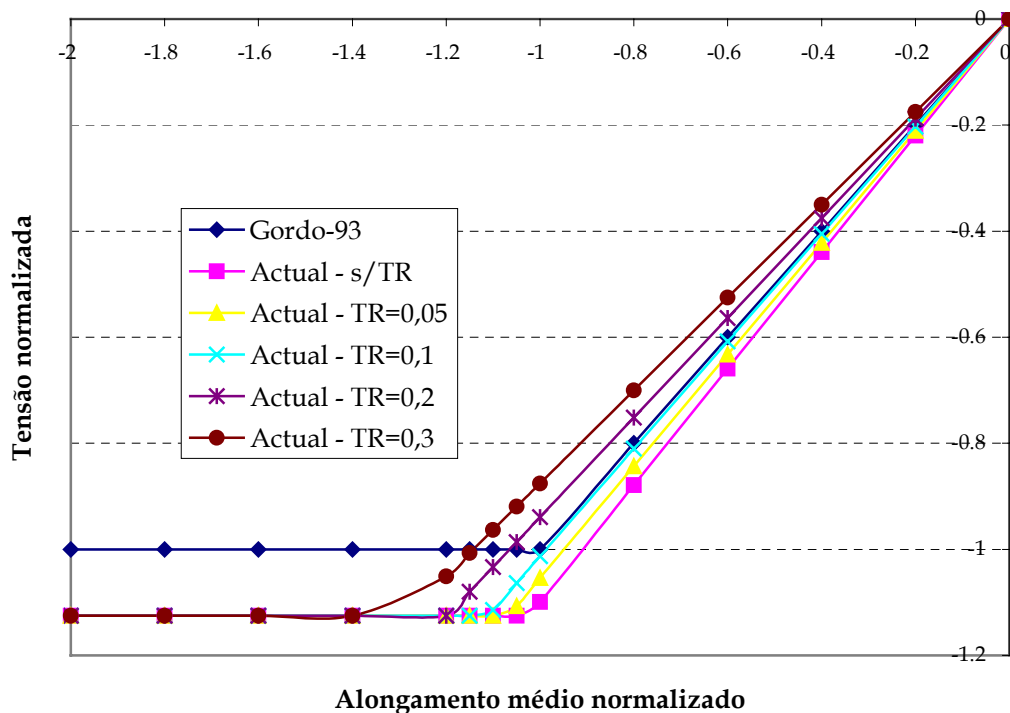


Figura 134 Comportamento em tracção com e sem tensões residuais e comparação com o modelo anterior.

É perfeitamente visível o aumento do módulo estrutural da placa restringida sem tensões residuais relativamente à placa não restringida correspondente ao modelo anterior e designado no gráfico por Gordo-93. A tensão

máxima da placa restringida é maior e o efeito das tensões residuais é importante a tensões aplicadas elevadas conduzindo a um aumento do alongamento para uma mesma tensão. A resistência máxima é no entanto a mesma qualquer que seja o nível de tensões residuais.

5.4.3.2 Comportamento em compressão de placas

Em compressão as tensões residuais não afectam a fase inicial de carregamento mas, em contrapartida, reduzem substancialmente a resistência máxima. O alongamento último, alongamento ao qual ocorre a tensão máxima, é também afectado. O alongamento último reduz-se para tensões residuais baixas, mas com o aumento destas o alongamento último tende para duas vezes o alongamento de cedência. As Figuras seguintes mostram o comportamento sob compressão das placas restringidas sem e com tensões residuais comparando-o com a curva tensão-alongamento do método proposto em 1993 [17] para placas não restringidas.

No primeiro gráfico de cada Figura comparam-se as consequências da utilização de diferentes larguras efectivas resultantes das diferentes condições de fronteira. No segundo gráfico de cada Figura introduziram-se as duas correcções propostas na secção 2.7.2.4 e que tornam as curvas de previsão de resistência de elementos de placa mais de acordo com os resultados obtidos com o método dos elementos finitos no que respeita ao comportamento pós colapso e ao alongamento último.

As principais diferenças relativamente à formulação inicial dizem respeito à maior resistência das placas esbeltas em compressão. Com a introdução das correcções empíricas o comportamento pós colapso é muito próximo entre as duas formulações notando-se que as placas espessas tendem a ter uma resistência inferior e as esbeltas uma resistência superior consequência directa das curvas de resistência máxima para placas restringidas e não restringidas. Este resultado justifica de algum modo os bons resultados obtidos em trabalhos anteriores sobre a resistência de cascos de navios utilizando o método anterior [6,22,23,40,42,86,148-151], já que as maiores diferenças ocorrem para esbelteza de

placa elevadas as quais não são muito comuns em navios de comércio.

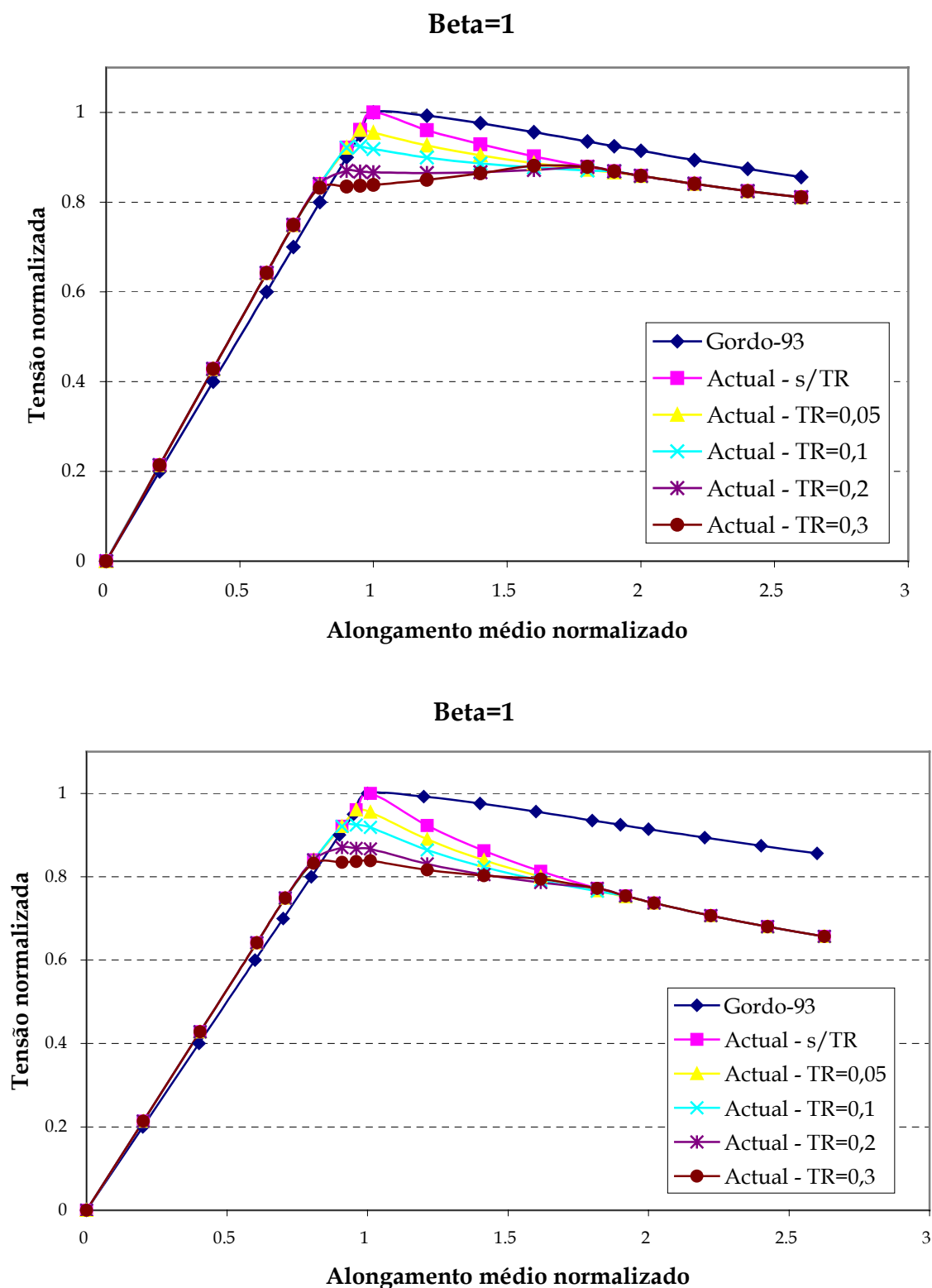


Figura 135 Comparação das curvas tensão normalizada - alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 1 e diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.

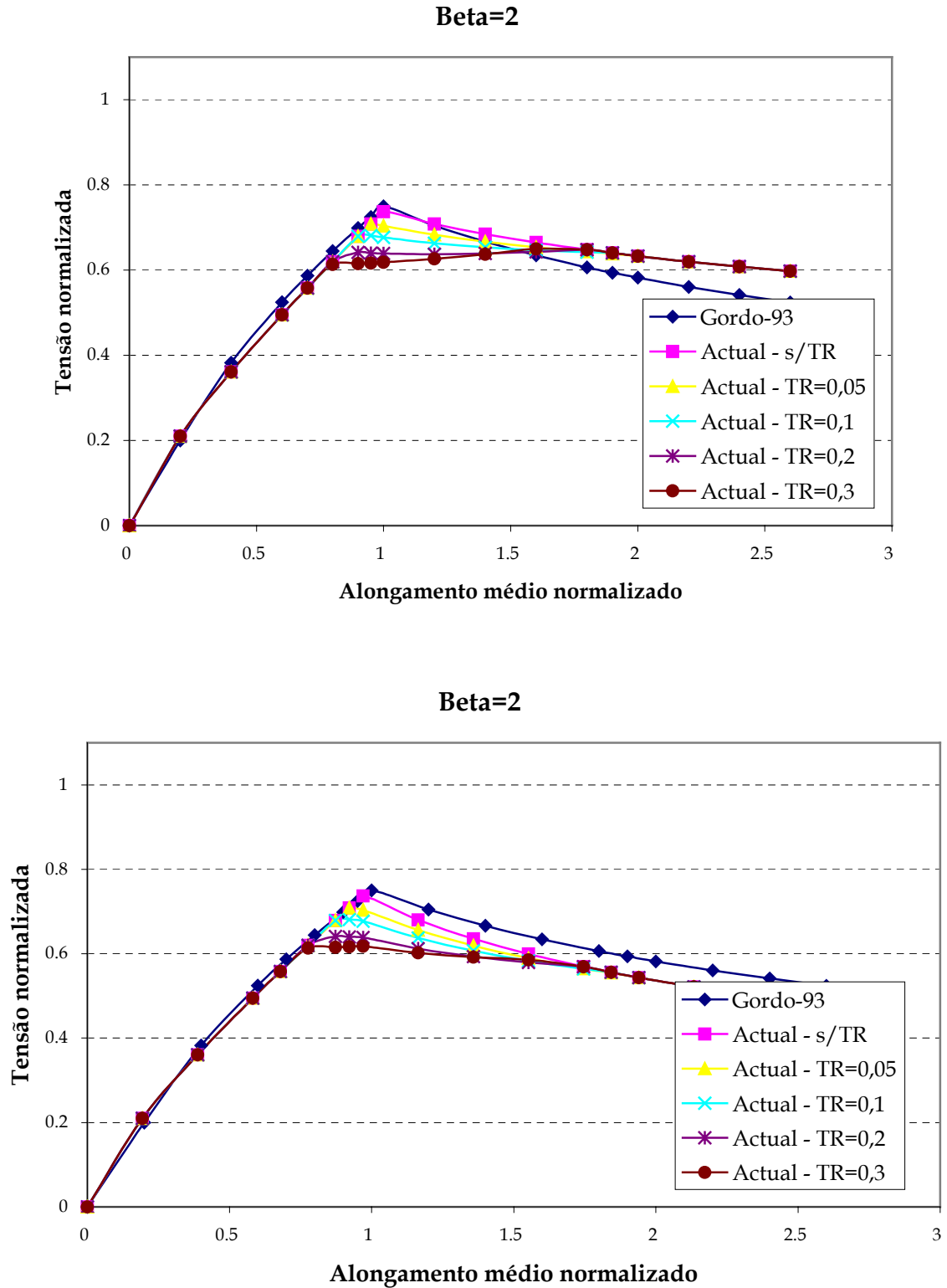


Figura 136 Comparação das curvas tensão normalizada - alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 2 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.

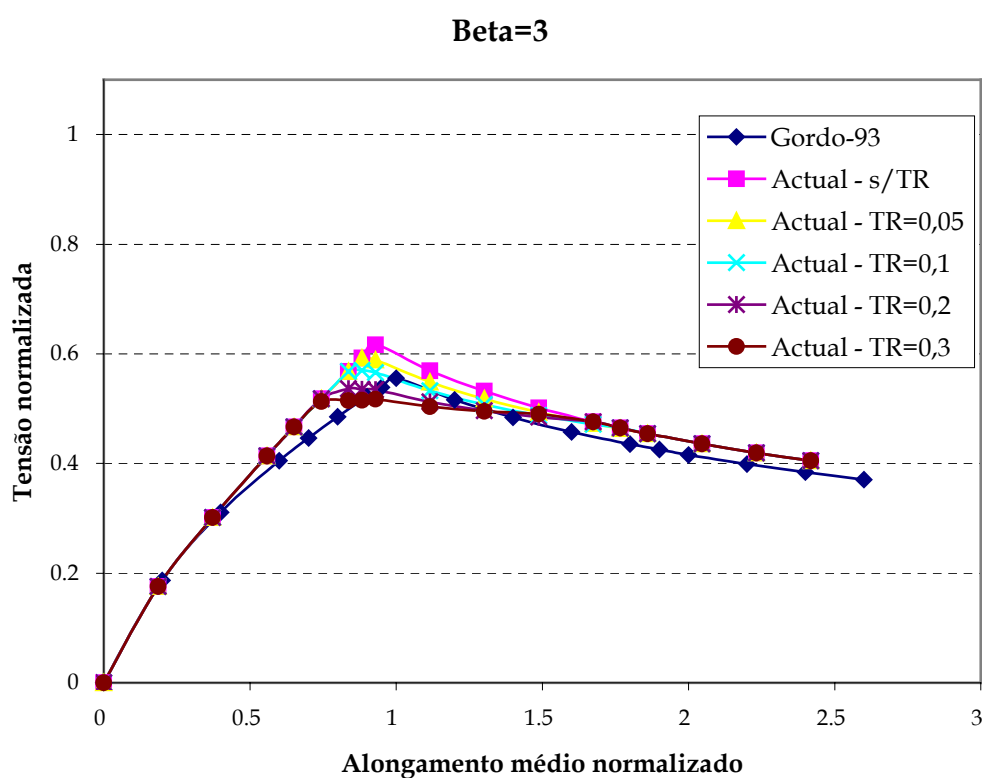
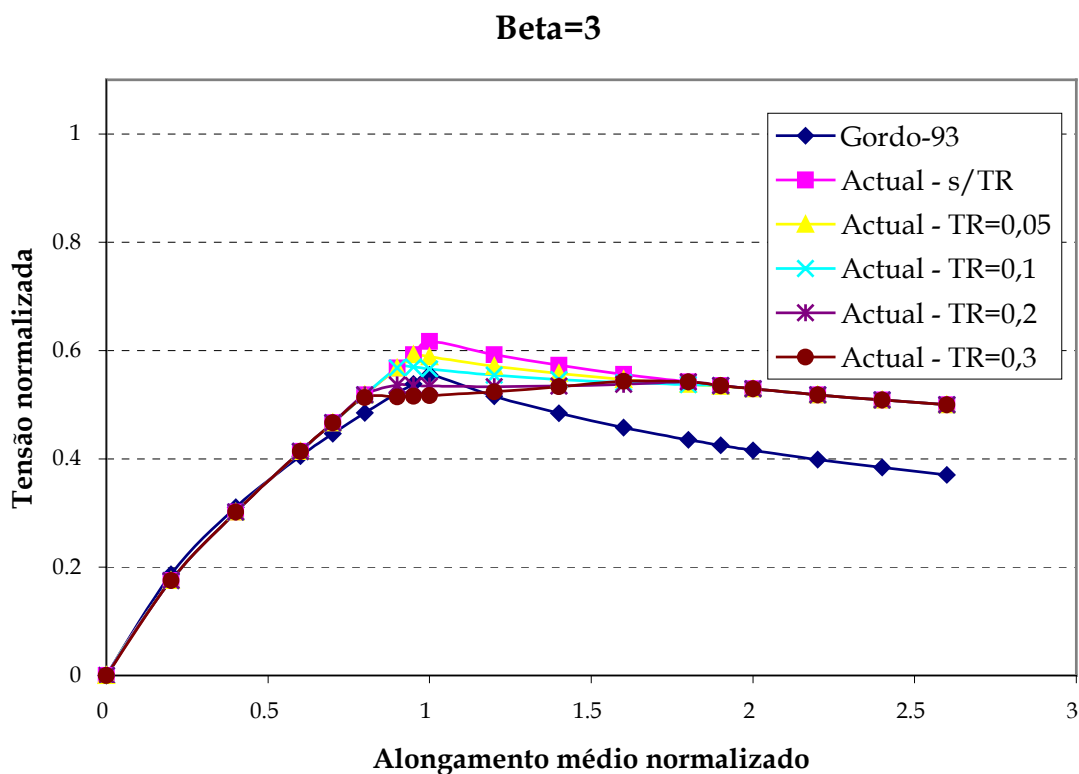
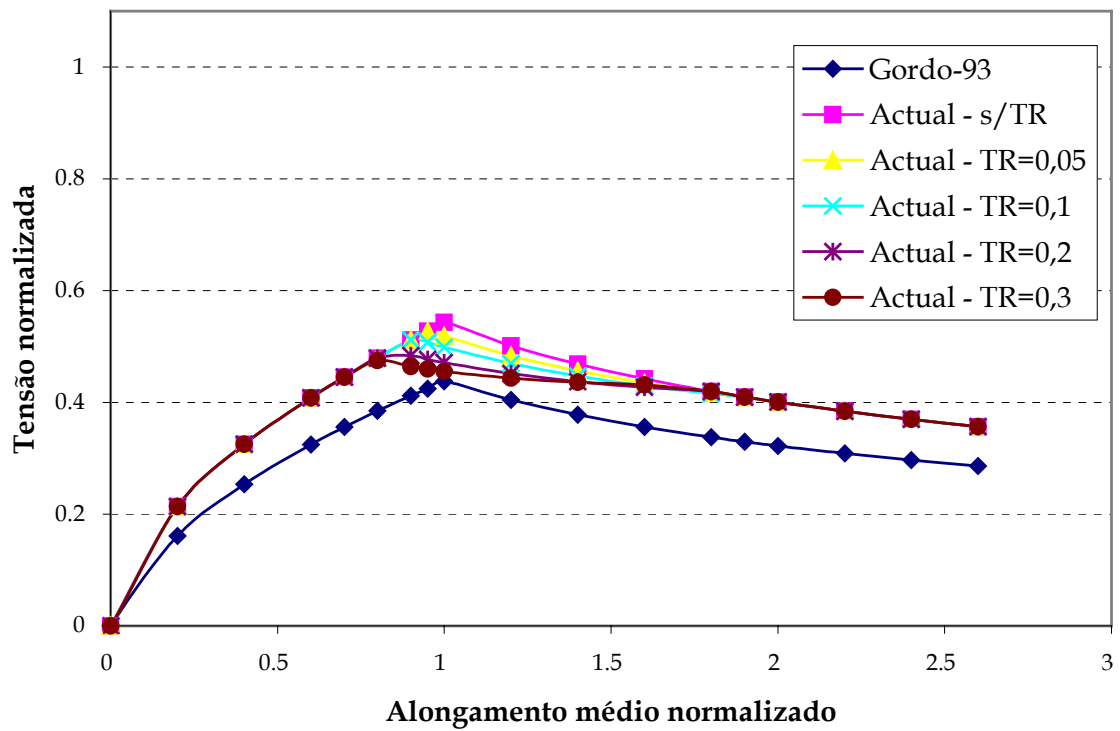


Figura 137 Comparação das curvas tensão normalizada – alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 3 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.

Beta=4



Beta=4

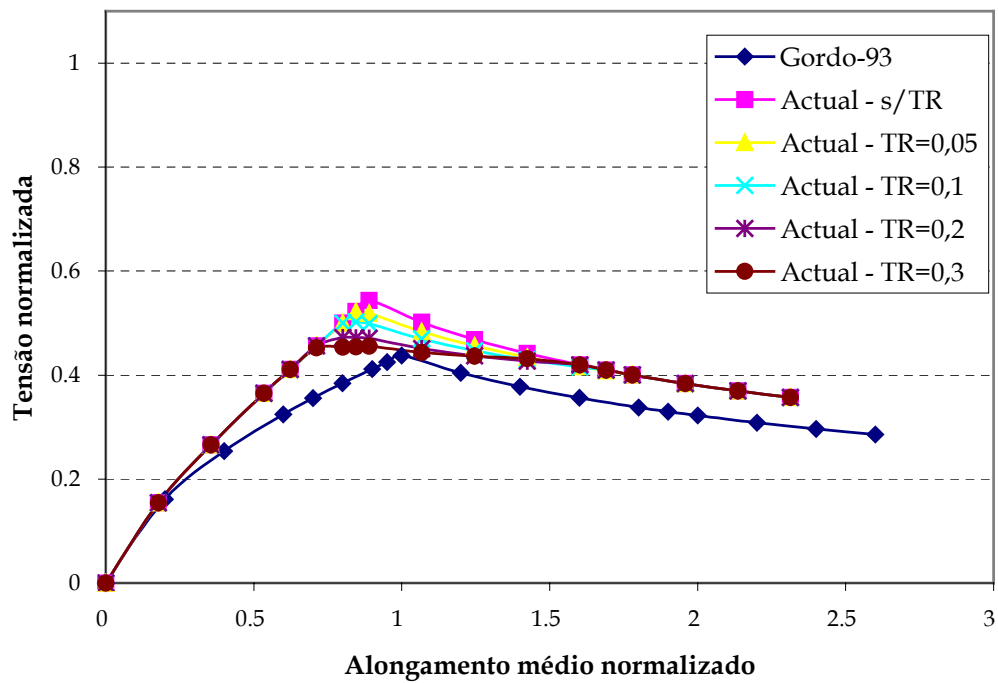


Figura 138 Comparação das curvas tensão normalizada - alongamento normalizado para uma placa de esbelteza nominal igual a 4 para diversos níveis de tensões residuais. Em cima, método actual sem correcções adicionais e em baixo, com correcções à perda de resistência pós colapso e à variação do alongamento último.

5.4.4 Compressão transversal

As comparações entre os resultados numéricos (M.E.F) e as curvas de previsão de comportamento à compressão transversal de placas restringidas conduziram à escolha da aproximação sinusoidal discutida no Capítulo 3. O seu comportamento é expresso pela equação (101) que se reproduz:

$$\phi_t(\bar{\varepsilon}) = \phi_{ut} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2}\bar{\varepsilon}\right) \quad \text{para } \bar{\varepsilon} < 1$$

$$\phi_t(\bar{\varepsilon}) = \phi_{ut} \quad \text{para } \bar{\varepsilon} > 1$$

A tensão última normalizada é dada pela equação (96):

$$\phi_{ut} = \frac{0,561}{\alpha} + \frac{0,593}{\beta^2} \quad \text{com } \beta \geq 1$$

Exemplos das curvas que se obtêm foram apresentadas nas Figura 66 e Figura 67. Convém relembrar que estas curvas correspondem aos mínimos de resistência transversal de placas e que diferentes modos das imperfeições iniciais conduzem invariavelmente a placas com um comportamento muito diferente em especial no domínio de pré colapso. Em alguns casos particulares do modo e amplitude das imperfeições também a resistência residual pode ser bastante superior à estimada pelas fórmulas apresentadas as quais correspondem ao colapso no modo crítico, coincidindo para este carregamento com o modo fundamental.

Capítulo 6 Ensaaios de Colapso em Flexão de Vigas em Caixão

A realização dos ensaios em vigas em caixão visa fundamentalmente atingir dois objectivos: comparar os resultados obtidos na flexão das vigas com as previsões de resistência avaliadas pelo programa descrito no Capítulo 5 e simultaneamente validar o método e o programa de cálculo do colapso da secção mestra do casco de navios sujeito a flexão longitudinal. Adicionalmente pretende-se também analisar o fenómeno de instabilidade e colapso de painéis em compressão no plano.

No respeitante aos painéis reforçados pretende-se ainda comparar o modo e amplitude das deformações permanentes com os modelos criados em elementos finitos.

Devido à geometria tridimensional dos modelos, coexistindo zonas em tracção e compressão, é possível analisar a importância da transferência de deformações devidas ao carregamento entre as diversas regiões da estrutura tridimensional, avaliar a importância da transferência de forças e momentos ao longo das fronteiras entre painéis e o seu impacto na resistência global da estrutura. Estes últimos aspectos têm grande relevância dada a dificuldade de avaliação da sua contribuição para a degradação ou aumento de resistência através dos métodos tradicionais, apesar de ser possível a identificação do fenómeno através da construção de modelos de elementos finitos. Estes modelos de elementos finitos tem no entanto a limitação de representarem estruturas muito perfeitas, quer no ponto de vista de resposta mecânica dos materiais quer nas condições iniciais impostas, nomeadamente descrição de tensões residuais e modelização de imperfeições geométricas.

6.1 Resenha histórica

Desde há muito tempo que a previsão de resistência de estruturas tridimensionais de paredes finas sujeitas à flexão tem constituído preocupação dos projectistas e investigadores. São exemplos destas estruturas a viga navio e as

vigas em caixão das grandes pontes.

O problema associado a estas estruturas reside no comportamento não linear dos componentes à compressão os quais geram alguma imprevisibilidade na determinação da resistência, entendida esta última como o momento flector máximo suportado. Este comportamento já foi estudado e analisado nos capítulos anteriores pelo que se está em condições de avaliar a resistência deste tipo de estruturas.

Além do problema dos componentes sob compressão, os ensaios permitem ainda identificar os efeitos tridimensionais que se fazem sentir através da transmissão de esforços entre painéis induzindo deformações em zonas onde a tracção é predominante e onde não seriam de esperar deformações perpendiculares ao plano do painel.

É ainda possível analisar com algum detalhe a perda de efectividade dos painéis em tracção da viga em flexão devido à falta de suporte ou rigidez perpendicularmente ao plano de flexão. Sendo este aspecto construtivo normalmente comum a todas as estruturas de parede fina utilizadas na indústria naval, representa portanto um problema real na avaliação dos parâmetros estruturais decisórios da adequação do projecto.

6.2 Preparação dos ensaios

Os modelos a ensaiar são constituídos por três blocos a que correspondem respostas mecânicas diferentes e cujo comprimento total é de 5 m; o bloco central, constituído por um caixão com 1 m de comprimento que vai estar sujeito à flexão pura, é suportado lateralmente através de dois mordentes de 2 m cada que estão sujeitos simultaneamente à flexão e ao corte. É, portanto, um ensaio típico de flexão a quatro pontos.

O bloco central representa uma secção transversal de uma viga em caixão e tem como dimensões características 800mm de largura e 600mm de altura. As placas horizontais estão reforçadas por 3, 4 ou 5 perfis barra espaçados de 200, 150 ou 100mm respectivamente conforme os modelos, e existe um ou dois perfis barra

a meia altura em cada uma das chapas laterais que pouco contribui para a resistência longitudinal. Pretende-se assim reproduzir, simplificada, a geometria típica da secção transversal de um navio de estrutura longitudinal.

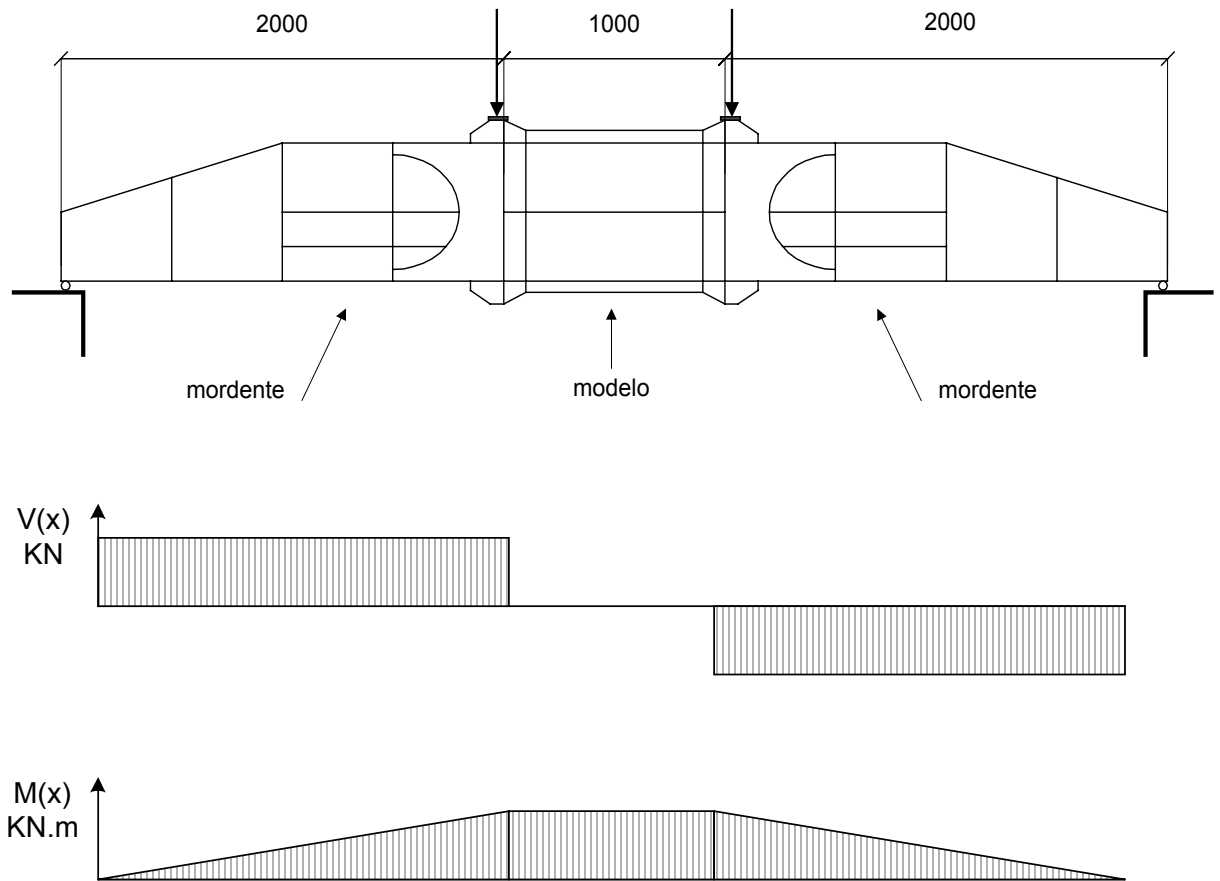


Figura 139 Esquema de carregamento e esforços associados.

O vão entre balizas é de 800mm restando 100mm para cada lado que servem como zonas de uniformização de tensões como resultado das anomalias na ligação entre o caixão e os mordentes. Os modelos da segunda série têm um vão entre balizas de 400mm resultando um modelo com dois vãos entre balizas o que permite analisar outro tipo de interações entre as diferentes partes da estrutura, nomeadamente a transmissão de rotações entre vãos as quais fomentam diferentes tipos de deformação dos elementos reforçados.

6.2.1 Geometria e características mecânicas

A geometria do conjunto está representada na Figura 140. Sendo as forças aplicadas nos extremos e suportadas pelos apoios nas ligações mordente caixão, o

esforço de corte é constante em todo o mordente e virtualmente nulo em todo o caixão. O momento flector aplicado ao caixão é constante e igual à força aplicada nos apoios multiplicada pela distância entre apoios, 2000mm neste caso, como se pode ver na Figura 139. Nos mordentes, o momento flector varia linearmente desde as extremidades, onde é nulo, até ao valor máximo na ligação aparafusada.



Figura 140 Modelo de viga em caixão montada com respectivos mordentes

Por seu lado, a escolha de uma ligação aparafusada entre os mordentes e o caixão serve o propósito de ensaiar vários modelos, mas levanta sérios problemas construtivos relacionados com a resistência local, rigidez da ligação e a concentração de tensões.

6.2.1.1 Modelo Geral da Vigas em Caixão

A geometria da secção transversal está representada na Figura 141 podendo-se observar a disposição geral de reforços nos painéis horizontais da primeira série de modelos na Figura 142.

Como se pode verificar a ligação dispõe de 16 furos onde são montados idêntico número de parafusos, colocados assimetricamente de forma a reforçar a zona de tracção.

A geometria genérica mantêm-se em todos os provetes, alterando-se as espessuras na primeira série de ensaios, ou os diversos espaçamentos na segunda série para a obtenção de respostas diferentes em função dos principais parâmetros da placa e da placa reforçada.

A resistência mecânica das vigas em caixão sujeita à flexão pura foram analisadas pelo programa descrito no Capítulo 5, cujo resultado gráfico para uma

delas está representado na Figura 143.

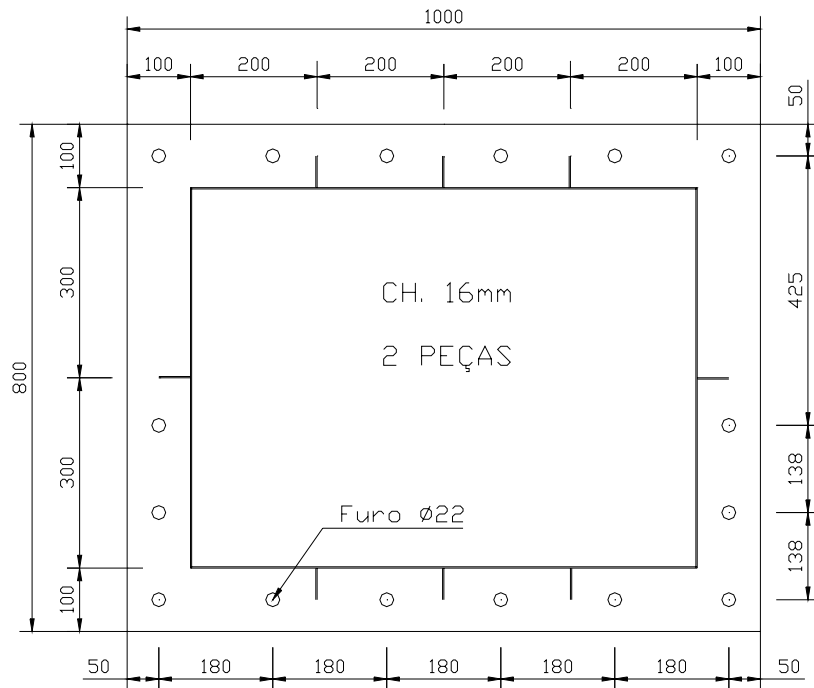


Figura 141 Secção transversal da viga caixão dos modelos da primeira série.

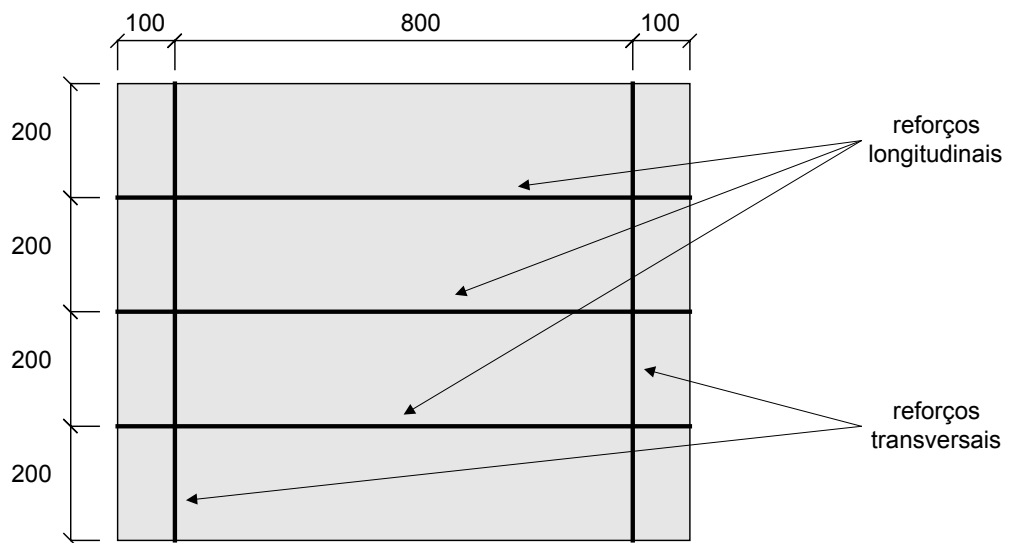


Figura 142 Arranjo dos reforços nos painéis horizontais nos modelos da série A.

Pressupõe-se que o material base era aço macio de construção naval com 240MPa de tensão de cedência a qual coincide com o limite elástico e 210GPa de módulo de elasticidade. O aço de construção naval corrente é caracterizado por apresentar uma tensão de cedência bem identificada, um patamar de cedência sem encruamento numa larga gama de alongamentos, um ligeiro encruamento

posterior, obtendo-se uma ruptura dúctil a alongamentos geralmente superiores a 20%. Na literatura da especialidade e nos códigos de projecto, o aço de construção naval é tratado como um material de comportamento elástico perfeitamente plástico.

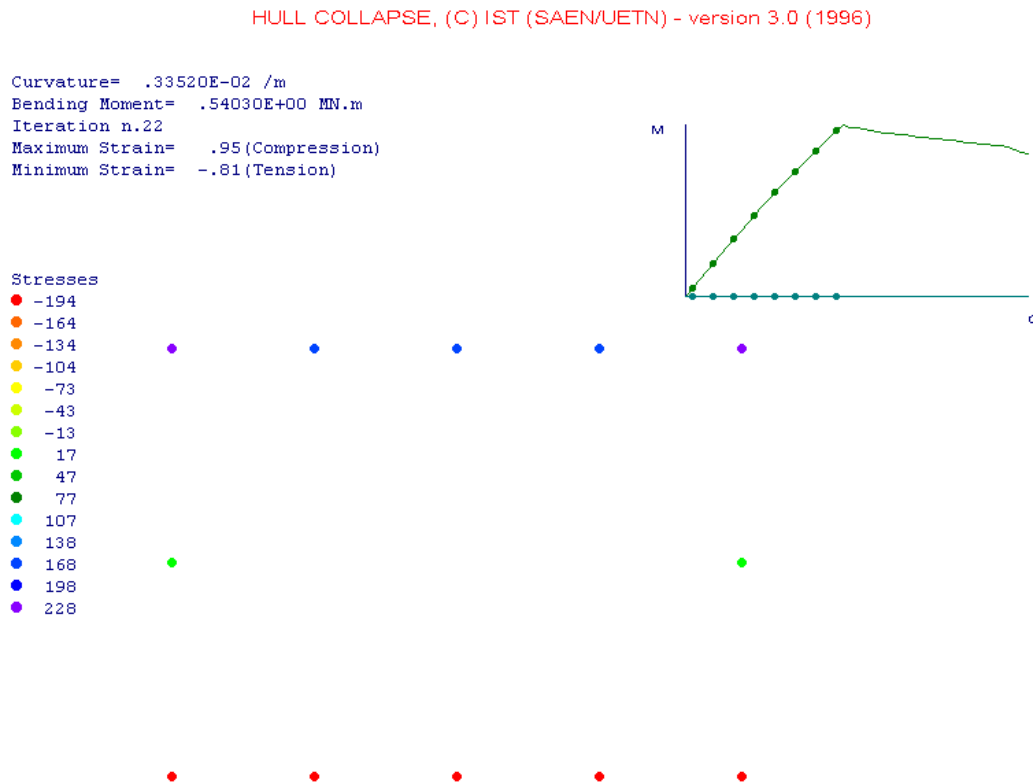


Figura 143 Distribuição de tensões imediatamente antes do colapso da viga caixão sujeita à flexão pura, segundo o programa HULLCOL.

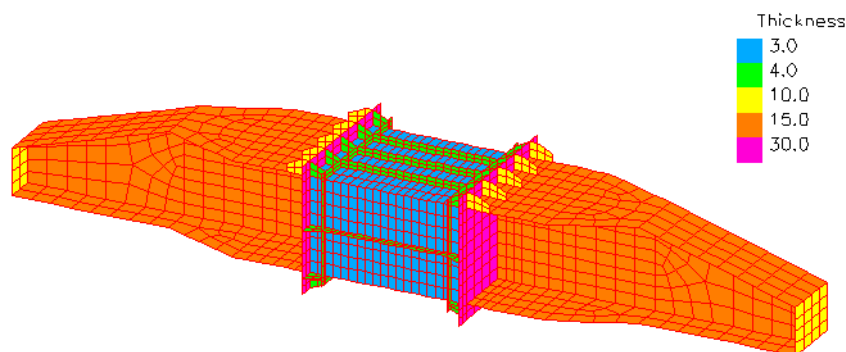


Figura 144 Exemplo das espessuras dos modelos (M3-200) e mordentes.

As espessuras utilizadas para a chapa do forro e dos reforços na primeira série de vigas foram respectivamente de 4 e 6mm no modelo M4-200, 3 e 4mm no modelo M3-200 (Figura 144) e 2 e 4mm para o modelo M2-200, tendo os reforços

uma altura de 45mm. O índice 200 utilizado na identificação do modelo é o espaçamento entre reforços longitudinais ficando perfeitamente identificada a esbelteza da placa entre reforços através da razão entre o segundo e primeiro índice. Para estas espessuras tem-se uma esbelteza mínima da chapa do forro de 1,69. Para o modelo mais fino, com uma espessura nominal de 2mm, a esbelteza é 3,38.

6.2.1.1.1 Modelo M4-200

O momento flector máximo que a secção mais resistente (M4-200) pode suportar é de 570KNm a que corresponde uma força máxima nos apoios de 285KN a qual coincide com o valor do esforço transversal nos mordentes. São estes valores dos esforços que serviram de base ao dimensionamento de todas as peças.

Os painéis horizontais em compressão tem um comportamento elastoplástico que está representado na Figura 145 conjuntamente com as características geométricas do elemento.

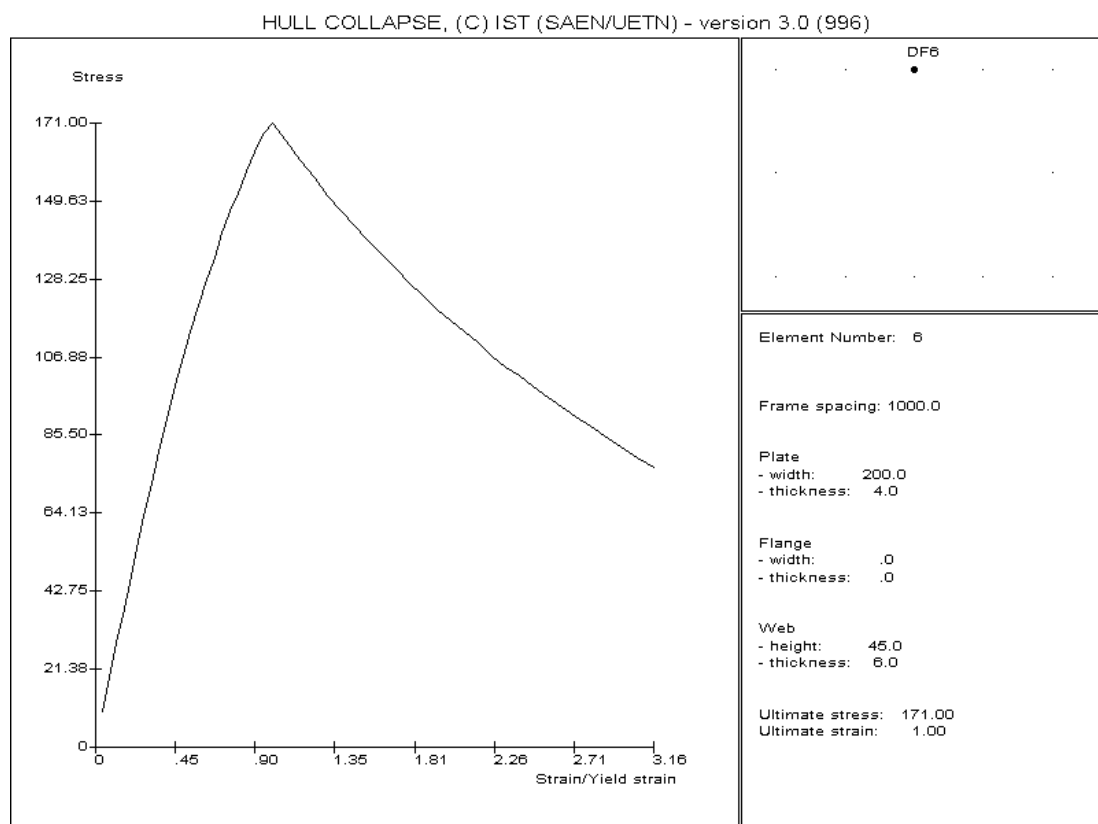


Figura 145 Previsão do comportamento à compressão de um elemento reforçado dos painéis horizontais do modelo M4-200.

A sua resistência máxima é de 176MPa a que corresponde uma efectividade de 0,733. A resistência normalizada dos elementos de placa é de 0,833 a que corresponde uma tensão média máxima de 200MPa segundo a equação (5) de Faulkner, ou de 190MPa ($\phi=0,794$) segundo a equação (25) que contempla a resistência no modo crítico. Em consequência da resistência da placa ser superior à da placa reforçada mas da mesma ordem de grandeza, pode-se concluir que o colapso é resultado da falha conjunta da placa e do reforço havendo alguma indução mútua de deformação.

Para analisar mais detalhadamente a situação criou-se um modelo de elementos finitos do painel típico com o programa ASASNL tendo-se obtido uma resistência total para a placa reforçada de 194MPa, a que corresponde uma efectividade de 0,809, para o modelo com alguma assimetria e imperfeições baixas.

O modelo quase perfeito apresenta um comportamento ligeiramente diferente do anterior na zona de colapso com uma resposta quase linear até resistência máxima que é ligeiramente superior à anterior, 203MPa. Na região pós colapso o comportamento é semelhante, confirmando que o efeito das imperfeições iniciais é absorvido pelo desenvolvimento das deformações permanentes para modos de colapso semelhantes, Figura 146.

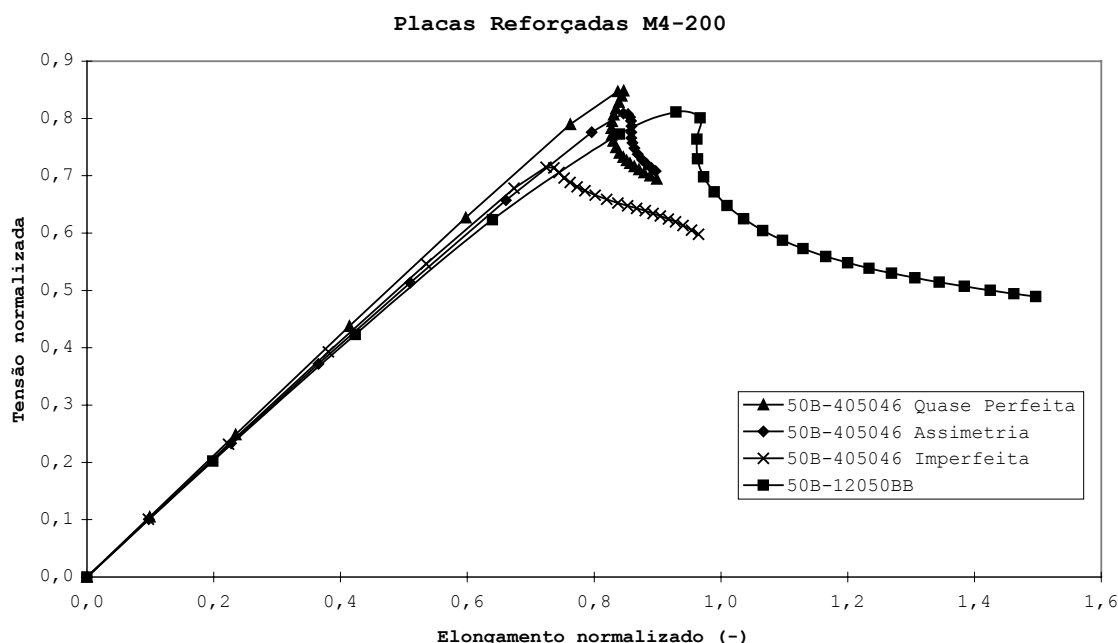


Figura 146 Resistência da típica placa reforçada do modelo M4-200 da viga em caixão.

O modelo com imperfeições iniciais médias tem falta de perpendicularidade entre o reforço e o plano da chapa de 0,4mm para 45mm de altura, sobrelevação do reforço de 1,2mm em 800mm de comprimento e empeno da chapa de 3mm no 5º modo em 200mm de largura. Este modelo apresenta uma resistência muito mais baixa que as restantes, 172MPa a que corresponde uma efectividade de 0,715. Este valor é ligeiramente inferior ao previsto pelo método aproximado e demonstra, de facto, a validade daquele método.

Finalmente apresenta-se ainda a curva tensão alongamento de um painel de três vãos. Neste modelo a influência das condições fronteira é menor, tendo-se confirmado o valor da resistência máxima apesar de haver um aumento do alongamento correspondente ao colapso. Este maior alongamento de colapso resulta da natureza local do colapso, havendo zonas com alongamentos muito superiores a outras.

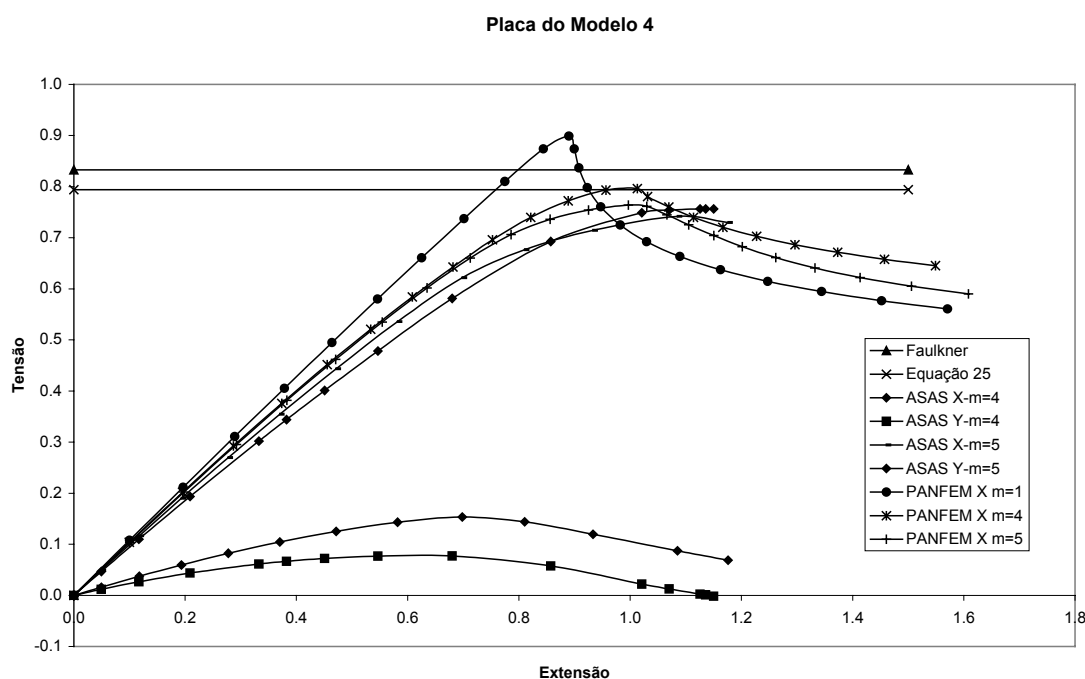


Figura 147 Comparação entre as diversas curvas de previsão da resistência de placas simplesmente apoiadas utilizadas no Modelo M4-200.

O elemento placa por si só, na ausência de reforço, tem uma resistência de 181MPa, a que corresponde uma efectividade de 0,756 (ASASNL) com imperfeições iniciais no modo crítico. A placa simplesmente apoiada já tinha sido analisada com o programa PANFEM tendo-se obtido um resultado ligeiramente

diferente: uma tensão máxima normalizada de 0,796 considerando uma imperfeição inicial predominante no modo 4, comparável com o anterior, e 0,764 com uma imperfeição inicial no modo 5. No modo primário, a placa apresenta uma resistência bastante elevada, 0,899, ver Tabela 43, o que mostra que o valor obtido pela equação empírica (5) sobre base estatística é razoável.

A Figura 147 exemplifica os resultados obtidos para a placa $b/t=50$ pelos diversos métodos, programas e imperfeições iniciais, sendo evidente alguma dispersão de resultados, apesar dos valores máximos para o modo crítico serem semelhantes. É evidente, também, a sensibilidade das tensões transversais à amplitude e ao modo das imperfeições iniciais.

6.2.1.1.2 Modelo M3-200

O elemento de placa típico do modelo M3-200 tem um $b/t=67$ ou uma esbelteza β igual a 2,254. A sua resistência já tinha sido analisada no Capítulo 2, ver Tabela 43, através do programa PANFEM, tendo-se obtido 0,634, 0,663 e 0,616 como efectividade correspondente às imperfeições iniciais de 1,3mm de amplitude no modo fundamental, crítico e superior ao crítico, respectivamente. Note-se que o modo de colapso obtido para a placa com o modo inicial fundamental é $m=5$, portanto superior ao modo crítico elástico da placa simplesmente apoiada não restringida.

	a_{11} (mm)	a_{41} (mm)	a_{51} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	Modo colapso
MA	-	-	-	-	-	0,690	1,000	-
P1	1,0	0,1	0,1	1,0	0,300	0,634	0,988	m=5
P4	0,2	1,0	0,1	1,3	0,388	0,663	0,971	m=4
P5	0,1	0,1	1,0	1,3	0,380	0,616	1,146	m=5
A1	1,5	0	0	1,5	0,500	0,799	0,852	m=1
A4	0,0	1,5	0,0	1,5	0,500	0,675	1,160	m=4

Tabela 25 Geometria e resistência dos painéis à compressão do caixão M3-200, parcialmente extraída da Tabela 43. MA-método aproximado; P*- PANFEM, modo *; A*-ASAS, modo *.

O valor médio obtido com este modelo do PANFEM é de 0,638 apresentando a placa com modo 4 uma resistência ligeiramente superior à placa com colapso em modo 5. No programa de elementos finitos ASAS-NL os

resultados são superiores havendo alguma dificuldade por parte do programa em resolver a estrutura no regime pós colapso, quando do desenvolvimento de deformações fora do plano da chapa associadas a níveis elevados de deformação plástica mais ou menos generalizada. A previsão de resistência pelo método aproximado que utiliza a formulação de Faulkner apresenta um valor intermédio na gama superior dos resultados; de acordo com esta formulação a imperfeição inicial média é de 0,508.

A Figura 148 mostra a evolução das placas com diferentes modos de imperfeições iniciais ao longo do carregamento utilizando respectivamente o programa PANFEM (P) e o ASAS-NL (S).

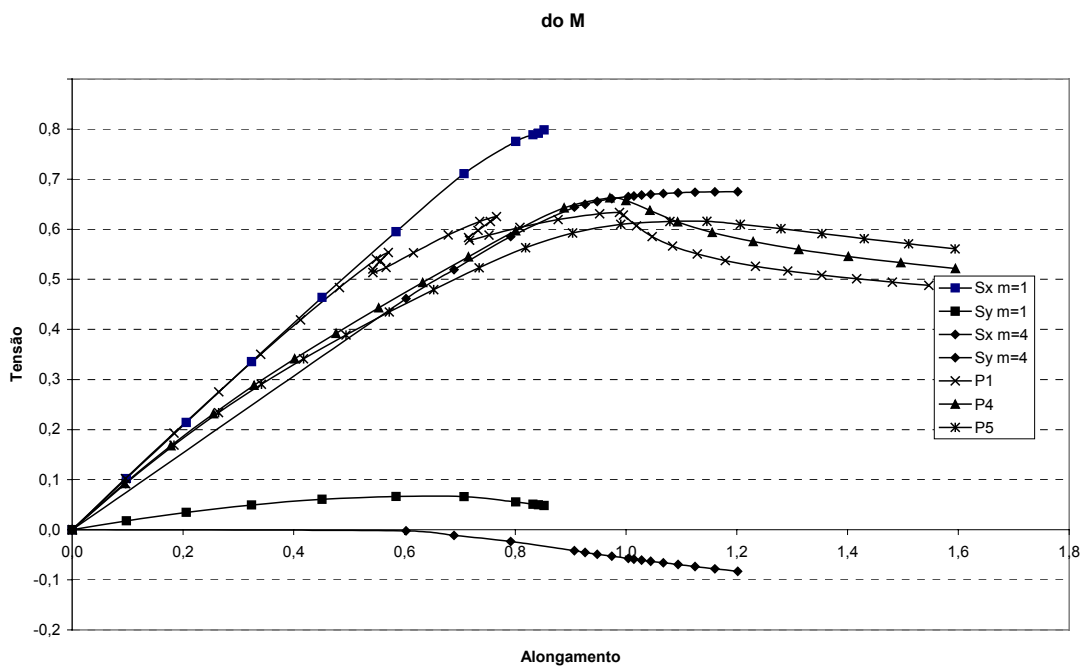


Figura 148 Curvas tensão normalizada alongamento normalizado das placas da viga M3-200

É evidente, nesta figura, a dificuldade do segundo programa em resolver a mudança de geometria ao longo do carregamento para o modo inicial igual a 1, enquanto que com o PANFEM se detecta uma mudança de modo (1→3) a um alongamento compressivo de aproximadamente 0,55 e nova mudança (3→5) a 0,75 sendo a resistência máxima obtida neste último modo.

Os máximos estão todos muito próximos, aparte o da referida placa A1, e os módulos estruturais tangentes estão consistentes com a deformada inicial para os

dois programas.

A previsão da resistência dos painéis reforçados foi desenvolvida no ASAS-NL, pretendendo-se prever o comportamento e tipo de colapso. Para tal foram criados três modelos: um com muito baixos níveis de imperfeições designado por 'quase perfeito'; um segundo em que a placa apresenta deformações iniciais no modo fundamental, situação mais comum; finalmente um modelo em que a placa apresenta imperfeições iniciais num dos modos mais desfavoráveis do ponto de vista da resistência.

A Figura 149 resume graficamente os resultados obtidos sendo de realçar os valores muito baixos do alongamento de colapso, próximo dos 70% do alongamento de cedência do material para as placas imperfeitas, o que significa a existência de colapso prematuro da estrutura. No caso da placa quase perfeita este alongamento sobe para 90%, dando-se no entanto um colapso mais abrupto acompanhado por um decréscimo acentuado da resistência.

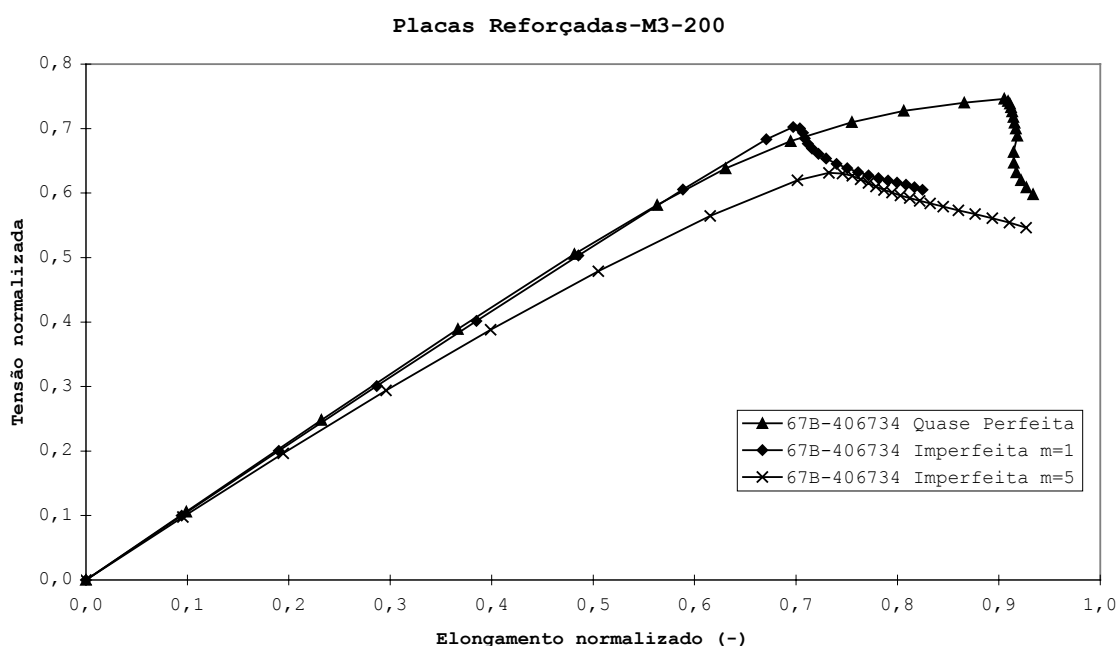


Figura 149 Curvas tensão alongamento normalizados das placas reforçadas dos modelos M3-200 em ASAS-NL para diversas imperfeições iniciais.

Os valores residuais da resistência pós colapso tendem a ser semelhantes nos três modelos o que significa que a resistência pós colapso é quase independente das imperfeições iniciais.

6.2.1.1.3 Modelo M2-200

Este modelo não tem qualquer tipo de impacto no dimensionamento e projecto do equipamento de ensaios, mas, no entanto, permitirá recolher informação sobre o comportamento à compressão de estruturas de paredes finas com esbelteza de placa muito elevada. A razão b/t é de 100 e a esbelteza igual a 3,38. Na Tabela 26 apresenta-se os valores da resistência máxima, alongamento correspondente em função da geometria das imperfeições iniciais.

	a_{11} (mm)	a_{41} (mm)	a_{51} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	Modo colapso
MA	-	-	-	-	-	0,504	1,000	-
P1	1,0	0,1	0,1	1,0	0,400	0,541	0,978	m=5
P4	0,2	1,0	0,1	1,3	0,516	0,589	0,931	m=4
P5	0,1	0,1	1,0	1,3	0,506	0,542	1,139	m=5
A4	1,5	0	0	1,5	0,750	0,601	1,145	m=4
A8	0	1,5	0	1,5	0,750	0,436	1,162	m=8

Tabela 26 Geometria e resistência dos painéis à compressão do caixão M2-200, parcialmente extraída da Tabela 43. MA-método aproximado; P*- PANFEM, modo *; A*-ASAS, modo *.

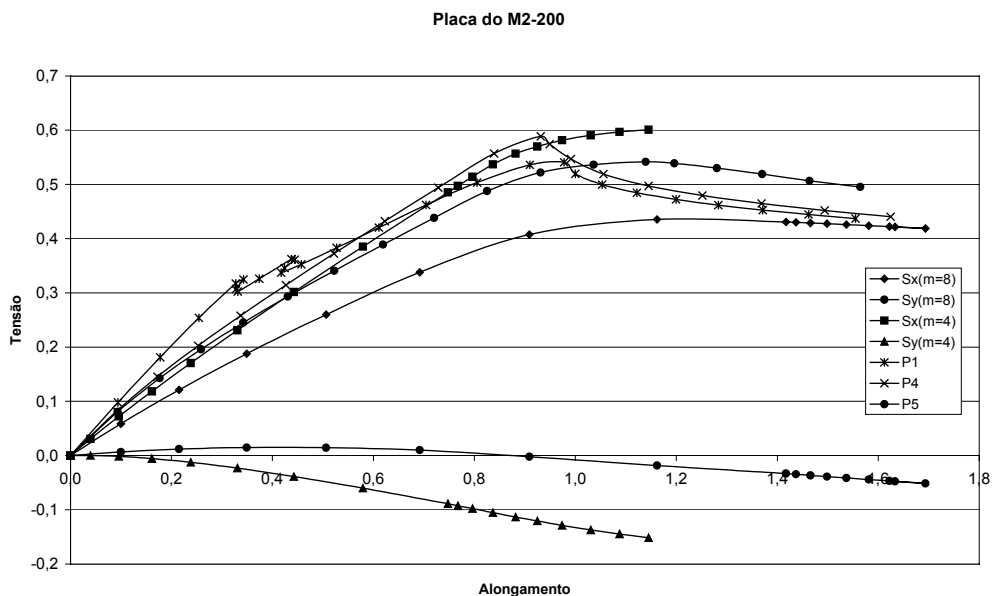


Figura 150 Curvas tensão normalizada alongamento normalizado das placas da viga M2-200

A Figura 150 mostra o comportamento das mesmas placas simplesmente apoiadas em função do carregamento evidenciando-se como anteriormente a incapacidade do programa ASAS-NL para resolver o regime pós colapso no qual

as deformações plásticas são acentuadas.

6.2.1.2 Características geométricas das vigas em caixão

Na Tabela 27 resumem-se as principais características geométricas das vigas em caixão.

Características do provete	M4-200	M3-200	M2-200
Espessura da chapa (mm)	4	3	2
Espessura dos reforços (mm)	6	4	3
Altura dos reforços (mm)	45	45	30
Espaçamento entre reforços (mm)	200	200	200
Espaçamento entre balizas (mm)	800	800	800
Número de reforços	8	8	10

Tabela 27 Características dos provetes de vigas em caixão da primeira série.

Os cálculos preliminares conduziram às previsões que estão apresentadas na Tabela 28:

Previsões iniciais de projecto	M4-200	M3-200	M2-200
Momento máximo (MN.m)	0,609	0,471	0,250
Força máxima no ensaio (KN)	305	236	125
Flecha máxima na 1ª cedência (m)	0,015	0,015	0,015
Resistência dos painéis (MPa)	176	161	111
Efectividade da placa reforçada	0,733	0,671	0,463
Efectividade da placa	0,833	0,691	0,504

Tabela 28 Previsões iniciais de projecto para cada modelo de viga em caixão da primeira série.

6.3 Compilação dos resultados dos ensaios

Existem três tipos diferentes de medições a executar durante os ensaios: medições antes do ensaio referentes ao controle geométrico e levantamento das

imperfeições iniciais, aquisição de dados durante os ensaios que incluem as leituras dos extensómetros, deflectómetros e transdutores de força, e medições após ensaios que se limitam ao levantamento das deformadas residuais quer das placas quer dos reforços.

6.3.1 *Medições directas*

6.3.1.1 Imperfeições Iniciais

Sabendo-se a dependência da resistência relativamente às imperfeições geométricas iniciais, foi desenvolvido um programa de acção para medir as imperfeições iniciais e a sua evolução ao longo do processo de montagem e ensaio.

Existem fundamentalmente quatro medições disponíveis para cada modelo: imperfeições do modelo livre, do modelo acoplado à estrutura adjacente depois de devidamente apertado, modelo em carga no domínio elástico e deformações residuais no final do ensaio. O rastreio da deformada ao longo do processo de carregamento não é executado devido a impossibilidade técnica resultante da inexistência de um equipamento automático que varresse os múltiplos pontos de leitura, sendo por outro lado demasiado perigoso parar o processo de carregamento a partir da entrada no regime elasto-plástico para proceder à leitura manual.

6.3.1.1.1 *Método de medição das imperfeições*

Os métodos disponíveis na literatura para medir imperfeições de uma forma automática são muito reduzidos e bastante caros. Normalmente consistem numa estrutura rectangular que se apoia em quatro pontos da superfície a medir e dispõem de dois braços com movimentos perpendiculares entre si. Estes braços permitem o posicionamento, no plano da estrutura, de um transdutor de deslocamento ou similar o qual vai medir a distância da superfície ao plano de referência. Nos sistemas ópticos de varrimento disponíveis no mercado não foi possível encontrar nenhum perfeitamente adaptado ao tipo de leituras que se pretendiam fazer, ou, no caso do teodolito, o tempo de leitura e a precisão requerida eram insatisfatórios.

Neste quadro desenvolveu-se um sistema bastante simples o qual se aproveita das particularidades construtivas dos provetes, tendo no entanto o inconveniente de conduzir a um processo totalmente manual em que o posicionamento no plano tem imprecisões da ordem do milímetro. Esta imprecisão não é no entanto crítica porque a derivada da deformada da placa no plano é muito pequena pelo que os erros de leitura da deformada nos pontos são muito baixos. A alternativa de desenvolvimento de um equipamento totalmente automático com posicionadores movidos electricamente e controlo de posição a laser mostrou ser uma solução bastante complexa e demasiado cara.

O sistema consiste basicamente numa viga de alumínio em U, no interior do qual corre uma corredeira com aperto suficiente para retirar eventuais folgas, Figura 151.

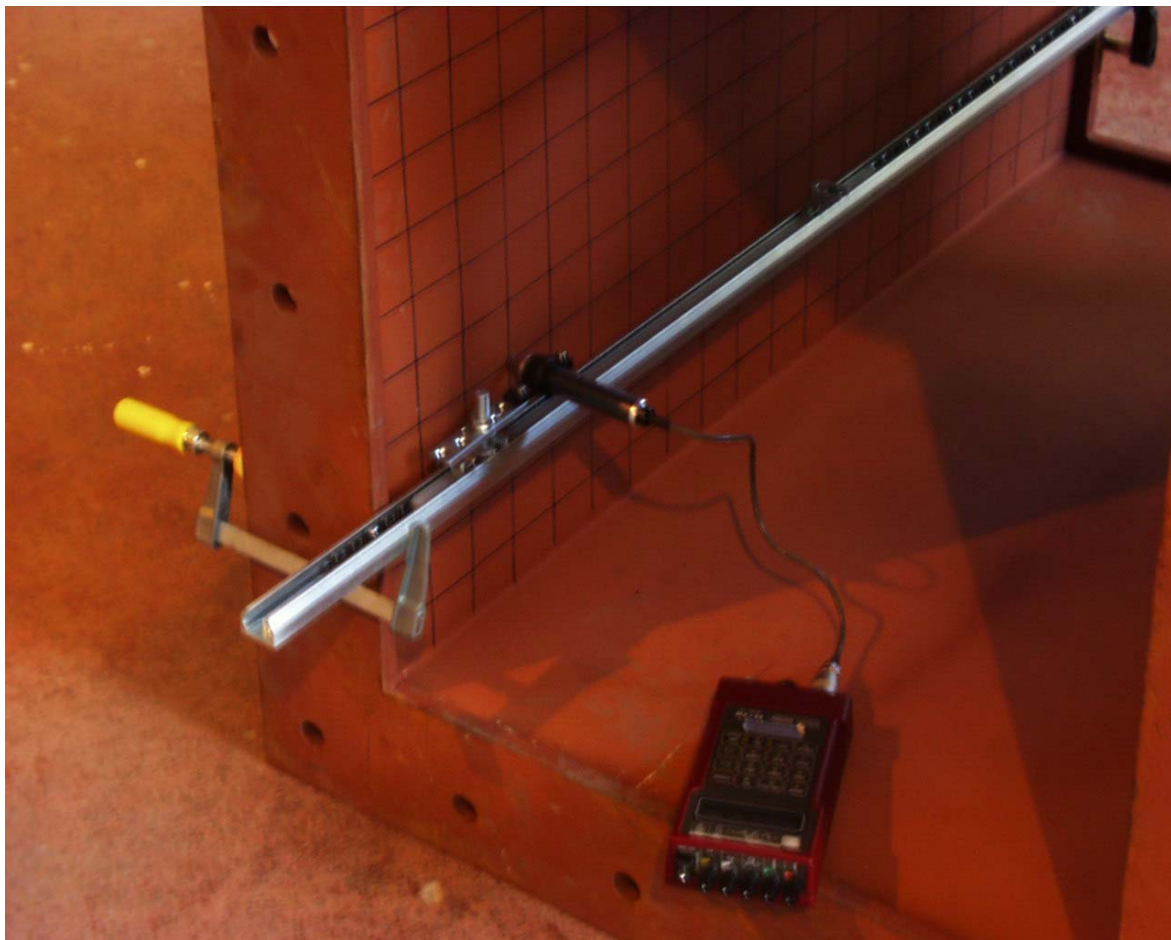


Figura 151 Equipamento de leitura de deformações.

Solidária à corredeira encontra-se montado um suporte ao qual é fixado o

transdutor de deslocamento, CDP-5 da TML. As leituras são registadas num equipamento de registo digital de informação multi-uso, TC-21K da TML, de um único canal com registo sequencial. Os registos da deformada são posteriormente importados para uma folha de cálculo indexando-os aos respectivos pontos do plano de referência.

O posicionamento transversal da viga de alumínio é feito manualmente por movimentos paralelos sendo fixado por grampos nos extremos após cada posicionamento. Devido à elevada rigidez da viga de alumínio não existe indução de deformação por incorrecto posicionamento dos grampos. Após a correcta colocação transversal, o transdutor é posicionado longitudinalmente por movimentação manual da corrediça sendo de imediato registada a cota do ponto através do transdutor. O processo requer a traçagem de um reticulado na superfície da chapa para perfeita identificação de cada ponto de leitura. Este reticulado serve ainda para uma melhor visualização das deformações permanentes após o ensaio de colapso.

6.3.1.1.2 Imperfeições iniciais nas placas no modelo M3-200

Efectuaram-se medições em ambos os lados da chapa à compressão do modelo 3-200, Figura 152.

Estas medições foram posteriormente tratadas passando o plano de referência para um plano médio da fronteira das chapas para melhor identificação do nível e forma das imperfeições geométricas, Figura 153. Este plano médio foi encontrado através do método dos erros mínimos quadráticos.

Os elementos de placa do Modelo 3 tem uma esbelteza de 2,25 pelo que o valor médio previsto para as amplitude das imperfeições iniciais é de 1,67mm, de acordo com a fórmula de Guedes Soares [51], ou 2,43mm segundo a equação (13) que se aplica a placas finas. Da Figura 154 é possível inferir que as amplitudes das imperfeições entre reforços se encontram entre estes dois valores. Os modos dominantes são o primário e ternário.

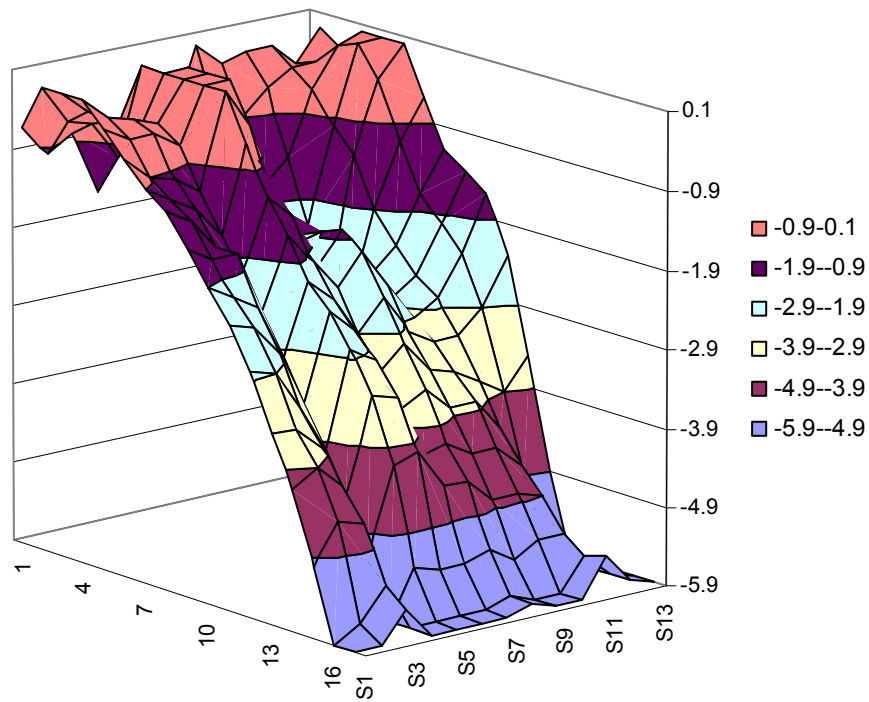


Figura 152 Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa inferior antes de alterado o plano de referencia.

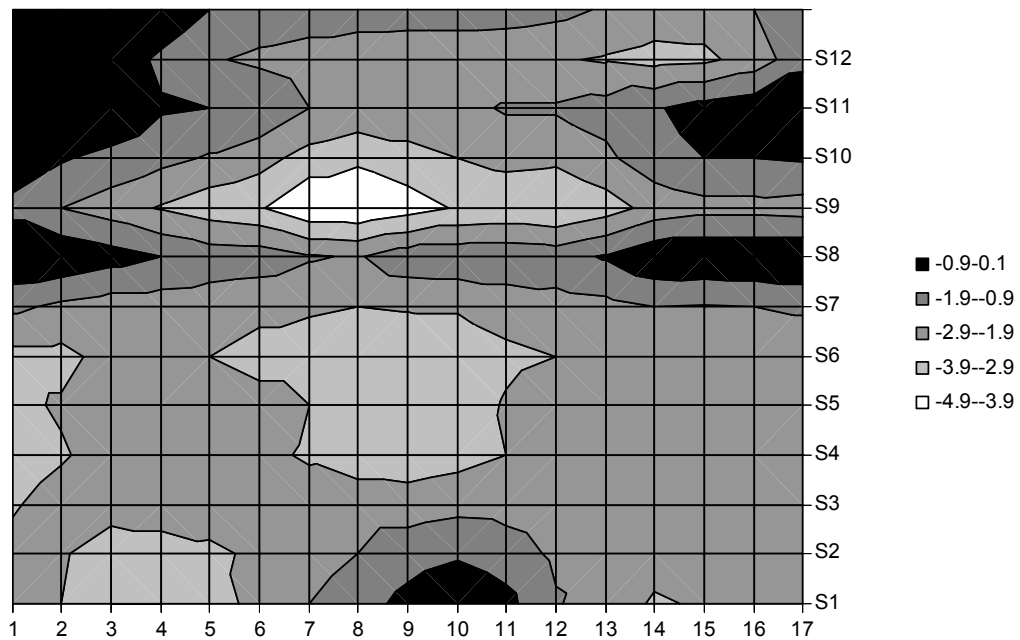


Figura 153 Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa superior depois de alterado o plano de referencia.

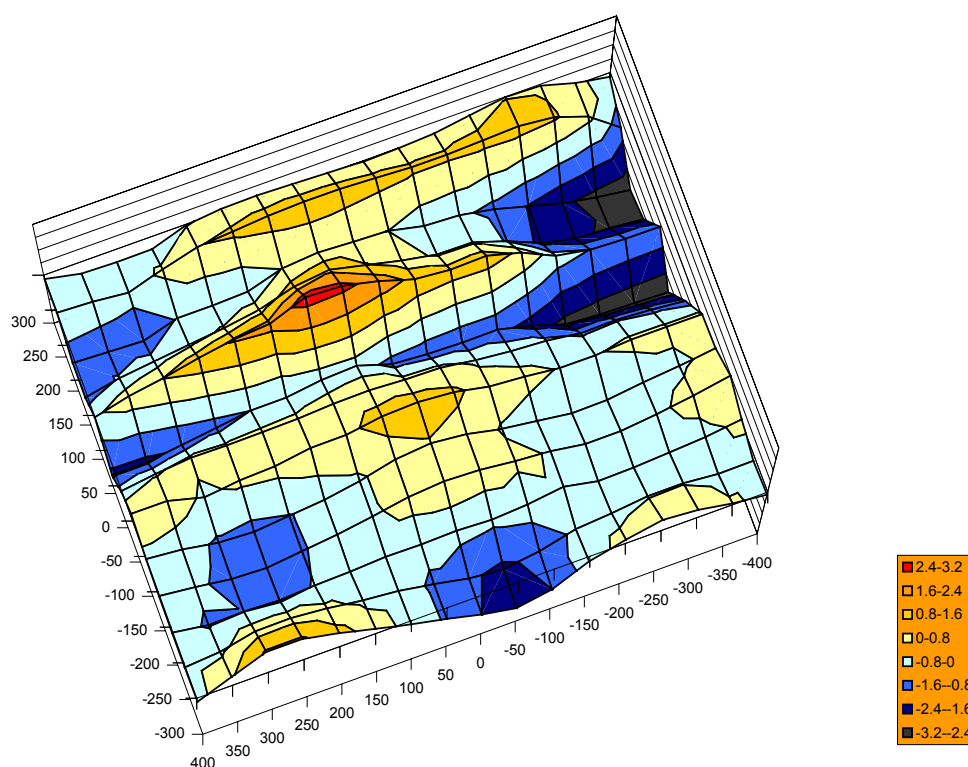


Figura 154 Imperfeições iniciais do modelo M3-200 na chapa superior depois de alterado o plano de referencia.

Após a montagem foram lidas as imperfeições iniciais em linhas longitudinais localizadas a meio de cada elemento placa e comparadas com os valores pré montagem.

6.3.1.1.3 Imperfeições iniciais nos reforços longitudinais no modelo M3-200

A monitorização das imperfeições iniciais do reforço foi executada após a fase de montagem dos mordentes com a estrutura suportada pelos dois apoios centrais que distam um metro entre si. Foram unicamente medidas as imperfeições dos reforços a comprimir durante o ensaio porque são as que poderão ter algum impacto no comportamento e resistência do modelo. Além disso, devido ao posicionamento do conjunto, existiam dificuldades técnicas para executar as medições nos reforços à tracção.

Foram medidas as imperfeições laterais dos reforços (A, B, C) de ambos os lados representadas pelos índices 1 e 2, utilizando operadores diferentes de cada lado, tendo-se obtido as medições apresentadas na parte superior da Tabela 29, as

quais foram posteriormente tratadas assumindo que ambos os extremos tinham deformada nula e que se encontram na parte inferior da mesma tabela.

Reforço	0	1	2	3	4
A1	39.1	40.7	41.9	43.4	44.1
A2	52.2	50.4	49.2	47.8	47.2
B1	46.5	44.7	43.9	44.4	45.5
B2	51.6	51.8	51.8	50.4	49.4
C1	47.7	46.7	46.3	45.0	44.7
C2	48.8	49.6	50.6	50.0	50.2

Reforço	0	1	2	3	4
A1	0.0	0.4	0.3	0.5	0.0
A2	0.0	0.6	0.5	0.7	0.0
B1	0.0	-1.6	-2.1	-1.4	0.0
B2	0.0	-0.8	-1.4	-0.4	0.0
C1	0.0	-0.3	0.1	-0.5	0.0
C2	0.0	-0.5	-1.1	-0.2	0.0

Tabela 29 Imperfeições iniciais dos reforços após montagem dos mordentes e suspensão pela parte central. Na parte superior apresentada-se os resultados absolutos das medições e na parte inferior os resultados após mudança de referencial.

As fontes de erro envolvidas no processo de medição destas imperfeições são elevadas podendo-se apresentar as mais importantes:

1. O processo de fixação da viga referência foi feito manualmente, envolvendo um operador que mantinha a viga fixa durante o processo de arrastamento do transdutor de deslocamento e leitura;
2. A espessura da chapa dos reforços varia na ordem das décimas de milímetro ao longo do comprimento do reforço;
3. Os pontos de leitura opostos poderão não coincidir totalmente dada a existência de outros transdutores já montados que inviabilizavam a sua correcta colocação;
4. As zonas de leitura junto às balizas tinham alguns resíduos de soldadura o que apesar do cuidado colocado na escolha do local de leitura não invalida a existência de um mau contacto pontual entre o deflectómetro e a superfície real da chapa;
5. Os diferentes operadores de leitura tem procedimentos diferentes que poderão resultar em resultados diferentes.

A representação gráfica da Tabela 29 que se mostra na Figura 155, faz

sobressair as diferenças entre as leituras e mostra claramente uma incompatibilidade entre as medições no reforço C posição 2 o que se deve concerteza a um dos erros acima indicados.

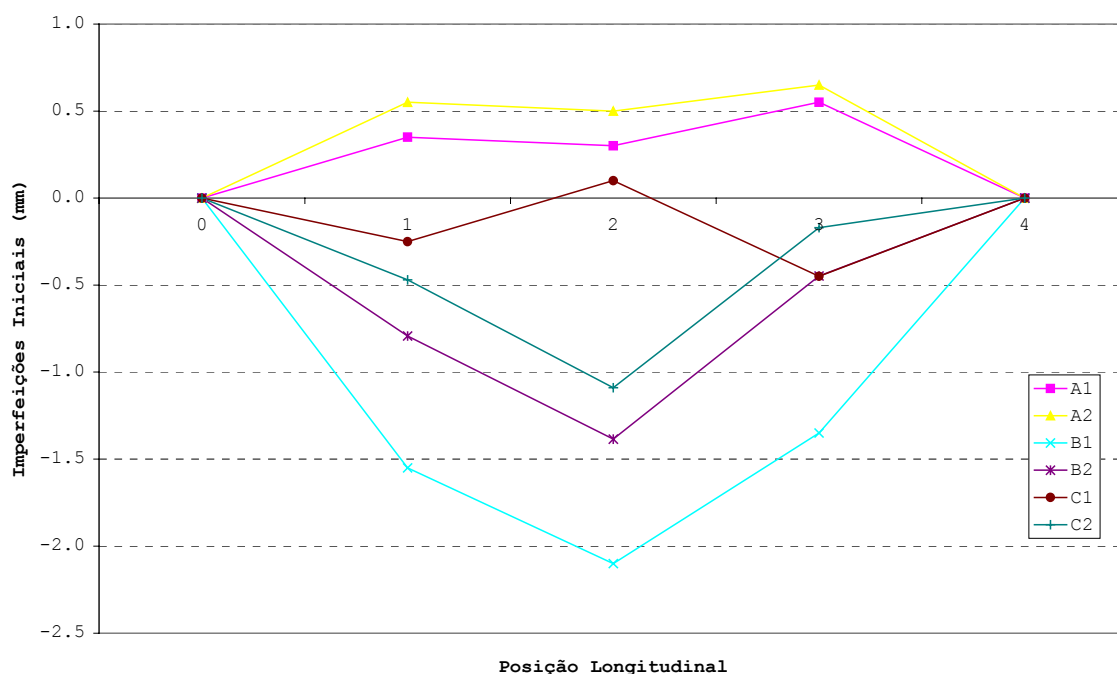


Figura 155 Imperfeições iniciais dos reforços após montagem dos mordentes e suspensão pela parte central.

Mas o que mais interessa é a forma e amplitude das imperfeições e neste campo claramente podem-se tirar duas conclusões: a forma das imperfeições é tipicamente sinusóidal, eventualmente com componentes de ordem superior e a amplitude máxima varia entre 0,5 e 2 mm para um vão de 800mm. O valor de referencia que normalmente se encontra indicado na literatura e nos códigos é um e meio por mil do comprimento, o que resulta neste caso em 1,2mm, valor muito próximo da média das amplitudes medidas.

6.3.1.2 Tensões Residuais

Não foi implementado nenhum programa de medição e avaliação do nível de tensões residuais presentes nas chapas e reforços das estruturas a ensaiar. No entanto, é possível estabelecer com algum grau de certeza que as tensões residuais devidas às soldaduras deverão ter valores baixos porque a soldadura adoptada nos reforços à chapa é interrompida e de cateto reduzido. Nestas condições tanto a

deposição de calor foi reduzida a valores bastante baixos como as deformações plásticas associadas ao aquecimento da placa e à degradação das propriedades mecânicas com a temperatura ficaram limitadas a regiões bastante confinadas, não induzindo tensões residuais compressivas com expressão global.

De qualquer forma, os provetes foram sujeitos a pré-esforço com descarga posterior, pelo que eventuais valores elevados das tensões residuais que pudessem ocorrer localmente seriam reduzidos por deformação plástica nas zonas que se encontrassem inicialmente à tracção com valores elevados do nível de tensões. Os locais da estrutura mais afectados pelo alívio de tensões residuais devido ao pré-carregamento são teoricamente as zonas sujeitas à tracção, que correspondem nos modelos ao fundo dos mesmos. Nas zonas superiores, que vão estar sujeitas a compressão durante o carregamento, o pré-carregamento não provoca redução substancial das tensões residuais de uma forma directa, mas, indirectamente, poderá alterar a forma das imperfeições iniciais caso se aproxime da tensão crítica elástica, provocando localmente pequenas deformações plásticas irreversíveis que alterarão desta forma as tensões residuais.

6.4 Sequência dos Ensaios das Vigas Caixão

A sequência de ensaios foi escolhida de forma a obter informação no primeiro ensaio que permitisse confirmar as previsões de resistência e comportamento. Devido às limitações da ligação aparafusada no respeitante ao coeficiente de segurança associado ao ensaio do provete mais resistente, optou-se por testar primeiro o modelo de resistência intermédia M3-200, seguido do menos resistente, M2-200, e finalmente, nesta primeira série, terminar com o modelo mais resistente, o M4-200.

Decidiu-se ainda proceder a uma série de carregamentos preliminares de alívio de tensões residuais, que permitissem estimar de alguma forma o nível de imperfeições de natureza térmica resultantes do processo de fabrico.

Os ensaios terminaram com um ciclo de carga e descarga após o colapso da viga de forma a investigar o grau de resistência residual.

6.5 Propriedades do material

Foram ainda executados ensaios de tracção em provetes normalizados que permitiram obter as curvas força deslocamento, a partir das quais foram calculadas as características mecânicas do material utilizado. Para os materiais dos caixaões da série 200, fabricados no Arsenal do Alfeite, os ensaios foram executados pelo Laboratório do mesmo estabelecimento, Documento 1 a Documento 12 do Anexo D - Ensaios de Tracção, enquanto os ensaios de tracção dos modelos M3-100 e M3-150 foram executados no Laboratório Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

A especificação apresentada ao estaleiro Arsenal do Alfeite pedia a construção dos modelos em aço de grau A, o qual é utilizado correntemente em construção naval e é caracterizado em termos mecânicos por ter uma tensão de cedência mínima de 235MPa em 95% dos provetes ensaiados. No entanto os resultados obtidos nos ensaios de tracção estão longe destes valores apresentando uma dependência da espessura, Tabela 30.

Espessura nominal	Secção	Tensão de Cedência (MPa)	Tensão de Rotura (MPa)	Extensão de Rotura
2	1,96x12,5	190	280	39,2
2	1,96x12,4	170	270	42,8
2	1,96x12,4	170	270	48,8
3	3,0x12,6	170	280	49,7
3	3,0x12,6	200	300	47,1
3	3,0x12,6	180	280	49,0
4	4,1x19,4	310	420	36,9
4	4,1x19,5	310	420	37,8
4	4,1x19,4	310	410	38,0
2	<i>Média</i>	177	273	43,6
3	<i>Média</i>	183	287	48,6
4	<i>Média</i>	310	417	37,6

Tabela 30 Características mecânicas dos aços utilizados nos modelos M3-200, M2-200 e M4-200. Resultados dos ensaios de tracção e valores médios.

Todos os aços apresentam grandes níveis de ductilidade com uma extensão de rotura sempre superior a 36%.

Os provetes de 2mm de espessura não apresentam um patamar de cedência, dando-se um encruamento progressivo após o início da plastificação.

A Figura 156 mostra o resultado dos três ensaios de tracção sendo evidente

a semelhança entre as diversas curvas.

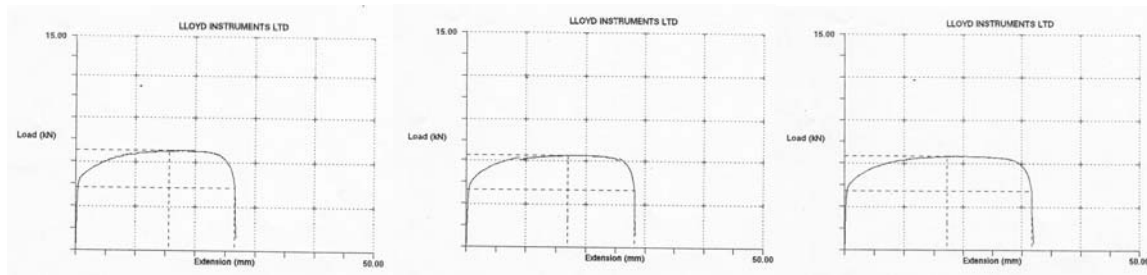


Figura 156 Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 2mm.

O aço de 3mm e 4mm já mostra uma cedência nítida, tal como se pode ver na Figura 157 e Figura 158, sendo esta mais marcada nos provetes de 4mm. Este aço de 4mm de espessura tem características mecânicas semelhantes ao do aço St 42 com uma tensão de rotura de 420MPa bem superior aos cerca de 280MPa do aço das chapas de 2 e 3mm.

A razão entre a tensão de rotura nominal e a tensão de cedência é de aproximadamente 1,54, 1,56 e 1,35 justificando de alguma forma os valores bastantes elevados da extensão até à rotura atrás mencionados.

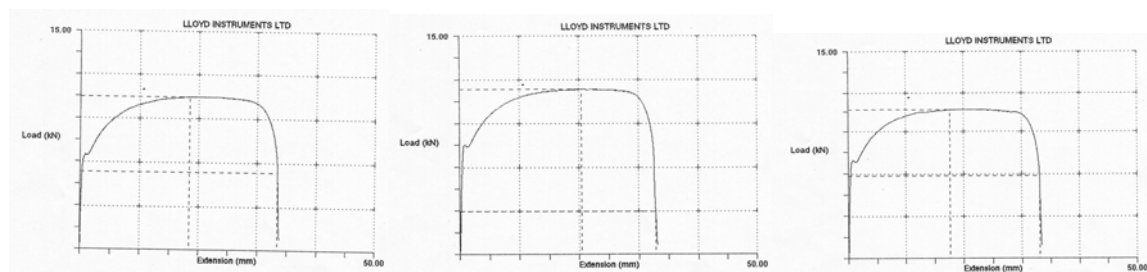


Figura 157 Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 3mm.

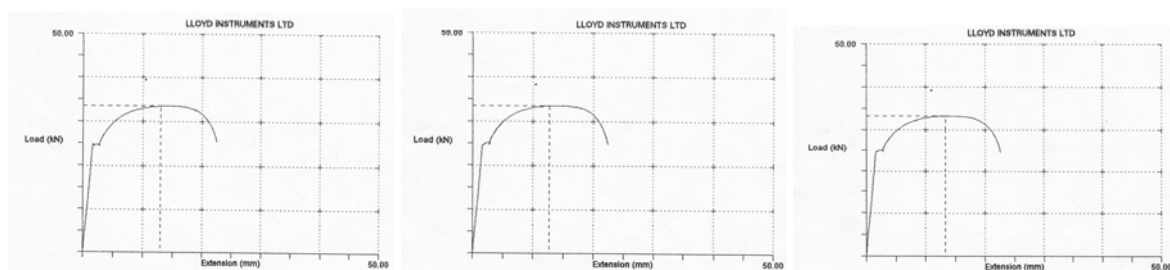


Figura 158 Curvas força deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes em chapa de 4mm.

Os modelos M3-100 e M3-150 foram construídos nas Oficinas do

Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do IST, tendo sido adquirido o aço normal de construção civil para a sua manufactura visto não existir aço de construção naval disponível no mercado português. Dada a inexistência de informação precisa sobre as características do aço foram efectuados ensaios de tracção com esse objectivo quer em provetes retirados da chapa segundo a direcção longitudinal de montagem quer dos perfis barra de reforço.

Os resultados desses ensaios apresentam-se em forma gráfica nas Figura 159 e Figura 160, respectivamente para a chapa e perfis. Os valores com maior relevância para efeitos de projecto são a tensão de cedência, a tensão de rotura, o patamar de cedência e o módulo de elasticidade.

A tensão de cedência das chapas é 290 MPa e os reforços apresentam um patamar de cedência a 340 MPa, com uma tensão limite de proporcionalidade ligeiramente inferior, 320 MPa. A tensão de rotura é 360 MPa nas chapas e 450 MPa nos reforços. Não foi possível obter nos ensaios informação sobre o módulo de elasticidade pelo que se considera ser este igual a 210 GPa, valor correntemente utilizado em aço macio.

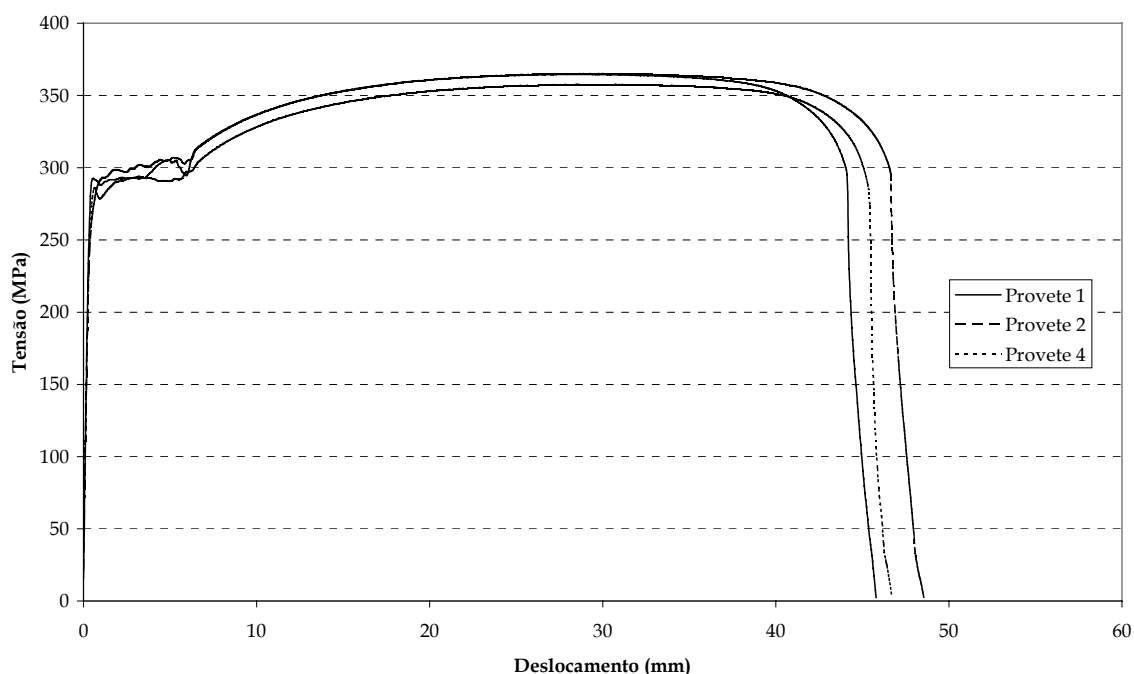


Figura 159 Curvas tensão deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes retirados da chapa de 3mm utilizada nos modelos M3-100 e M3-150.

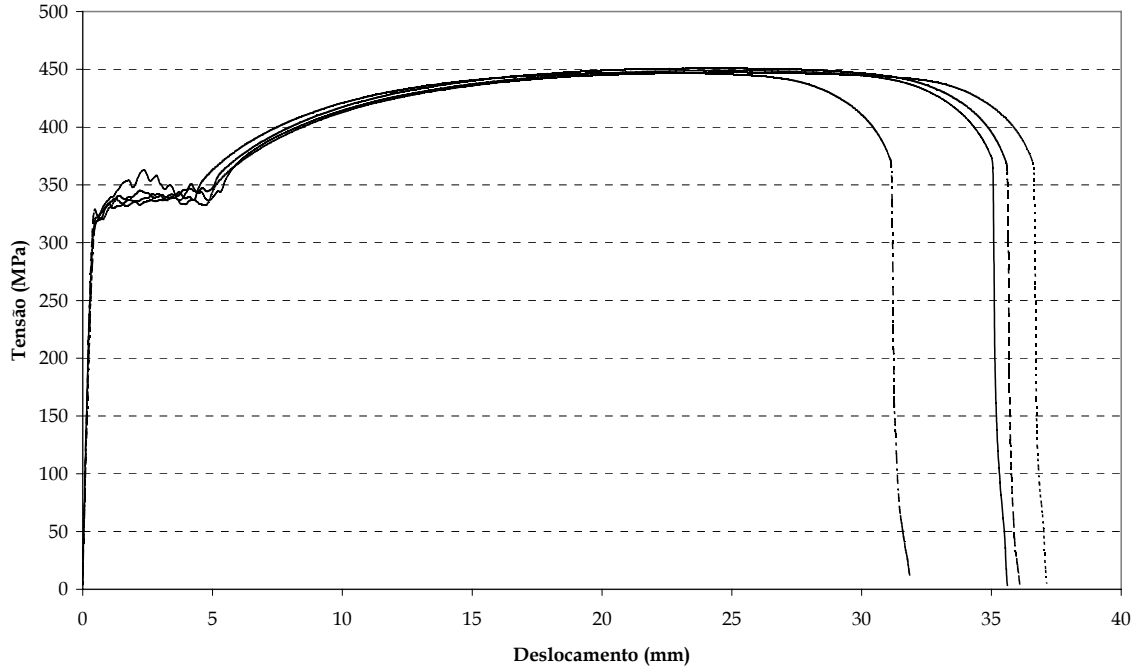


Figura 160 Curvas tensão deslocamento obtidas nos ensaios de tracção dos provetes retirados do reforço barra de 3mm utilizado nos modelos M3-100 e M3-150.

6.6 Resultados do ensaio do modelo M3-200

O ensaio iniciou-se com a aplicação de uma série de ciclos de carga em que se aplicou um momento progressivamente maior seguido de descarregamento total. Estes carregamentos progressivos poderão dar uma estimativa do valor das tensões residuais através da avaliação da energia dissipada durante o processo.

6.6.1 Ciclos iniciais de carga

A Figura 161 mostra os resultados obtidos directamente nos transdutores de controlo de força e deslocamento vertical total para o carregamento de 4mm (em cima) e de 10 e 15mm (em baixo). A área total definida pelas curvas de carga e descarga é uma medida da energia dissipada a qual resulta essencialmente dos processos plásticos que se desenvolvem na faixa junto aos reforços e que estão inicialmente num estado de tensão elevado devido às tensões residuais.

A energia dissipada é dada pela expressão:

$$E_d = \oint \vec{F} \cdot d\vec{z} \quad (159)$$

em que F é a força vertical e dz é o incremento de deslocamento vertical associado ao ponto de aplicação da força F .

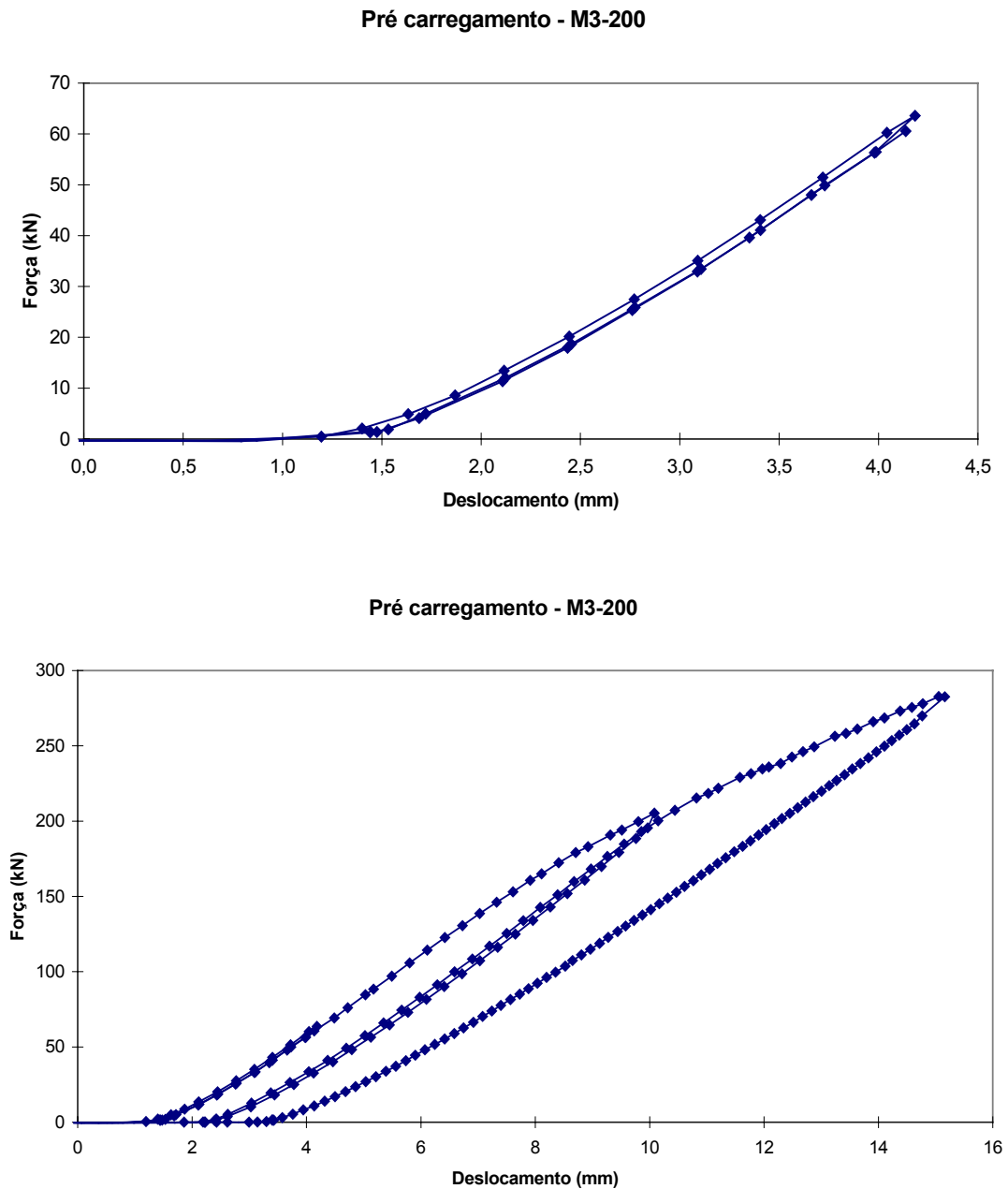


Figura 161 Representação das leituras dos dados obtidos nos transdutores de controlo de força e deslocamento globais do modelo M3-200 na fase de pré carregamento até 4mm, em cima, e início da fase elastoplastica, em baixo, até 10mm e 15mm.

Esta energia é dissipada de acordo com o modelo de tensões residuais, junto aos três reforços que se encontram em tracção no painel inferior tendo como resultado final, depois do descarregamento, no aparecimento de deformações residuais permanentes devidos ao rearranjo interno das tensões residuais ainda

existentes mas de valor mais reduzido. Da Figura 161 é possível retirar os valores das deformações permanentes correspondentes ao novo estado de equilíbrio: assim para o carregamento de 4mm tem-se uma deformação permanente de aproximadamente 0,1mm, para o carregamento de 10mm cerca de 1mm e finalmente para 15mm de carga máxima uma deformação permanente de 2mm.

Convém realçar que os deslocamentos referidos incluem as deformações no pórtico de suporte pelo que as energias totais incluem a energia elástica absorvida na deformação do pórtico, a qual apesar de pequena comparativamente à energia elástica ou plástica absorvida pelo modelo não é negligenciável, Tabela 31. A energia dissipada está expurgada deste problema, já que o pórtico atinge tensões muito pequenas, pelo que não há dissipação de energia resultante de eventuais deformações plásticas nessa estrutura. Por outro lado, a energia dissipada pelo efeito de Bauschinger é muito baixa comparativamente à energia dissipada por plastificação local não afectando a qualidade dos resultados apresentados, tal como se pode ver na proximidade das curvas de descarga e posterior carga na Figura 171.

Deslocamento (mm)	Energia Total	Energia Dissipada	Ed/Et (%)	En. Total por Ciclo	En. Diss. Por Ciclo	EdC/EtC (%)
4,18	82,4	5,1	6,2	82,4	5,1	6,2
10,08	898,8	209,3	23,3	893,7	204,2	22,8
15,16	2167,1	661,6	30,5	1962,9	457,4	23,3

Tabela 31 Energia dissipada em cada ciclo de carregamento. A energia está expressa em Nm.

Estes valores da energia dissipada são utilizados na secção dedicada às tensões residuais, ver página 275.

6.6.2 Ciclo Final de Carga

Posteriormente aos três ciclos de carga iniciais descritos anteriormente procedeu-se ao descarregamento da viga e ao seu posterior carregamento até ao colapso, o qual se deu a um deslocamento global de cerca de 20mm. Continuou-se no entanto a aplicação de deslocamento imposto até cerca de duas vezes esse valor por forma a obter informação suficiente para caracterizar o comportamento pós colapso da viga, Figura 162.

A curva força deslocamento apresenta algumas irregularidades locais na região de desenvolvimento de deformações plásticas acentuadas as quais são coincidentes com as paragens mais prolongadas da máquina de ensaios para gravação intermédia de dados. Isto mostra existir alguma dependência da resistência da estrutura relativamente à velocidade de carregamento, fenómeno de resto já perfeitamente identificado e estudado nos ensaios de tracção de caracterização de materiais.

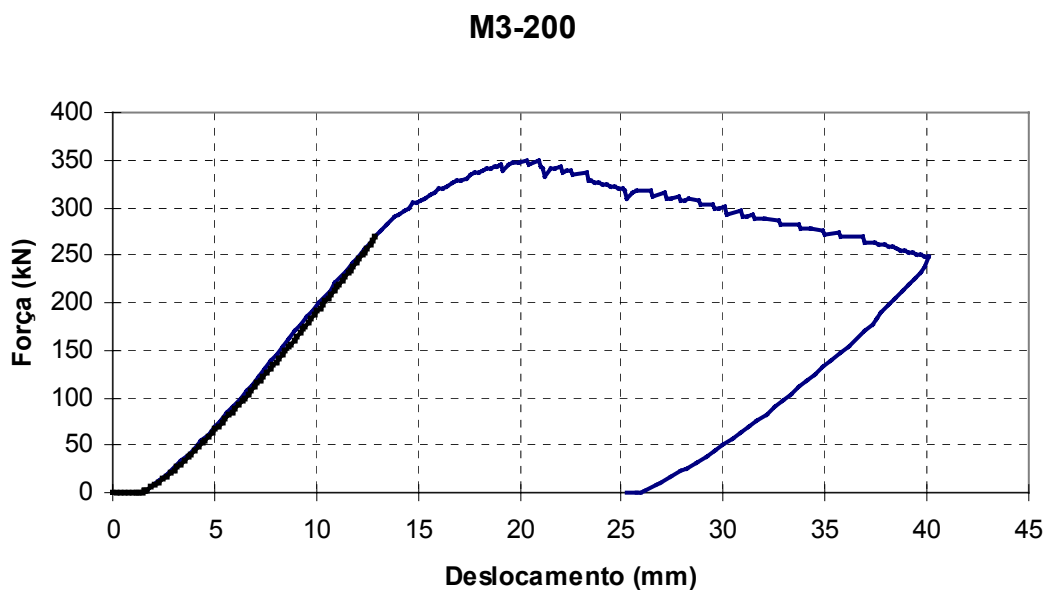


Figura 162 Representação das leituras dos dados obtidos nos transdutores de controlo de força e deslocamento globais do modelo M3-200 na fase de carregamento final.

6.6.2.1 Curva momento flector vs. curvatura

Para a obtenção da curva momento-curvatura é necessário relacionar o deslocamento global com a curvatura e a força com o momento. Enquanto que para a segunda existe uma proporcionalidade directa relacionando o momento e a força aplicada, a qual é unicamente dependente da geometria do provete e pode ser dada por $M = Fl/2$, em que l é o comprimento da viga lateral de suporte, a primeira relação é estabelecida através das leituras em dois deflectómetros independentes que medem indirectamente a rotação entre as duas faces de extremas do provete permitindo obter a curvatura global. Se o comportamento fosse totalmente simétrico as leituras seriam iguais e redundantes portanto. Como

se vê na Figura 163 os raios de curvatura medidos em lados opostos do provete, R1 e R2, são diferentes, o que significa que existe uma rotação transversal do provete juntamente com a imposição da curvatura principal, ver Figura 246 e Figura 247 do Anexo C.

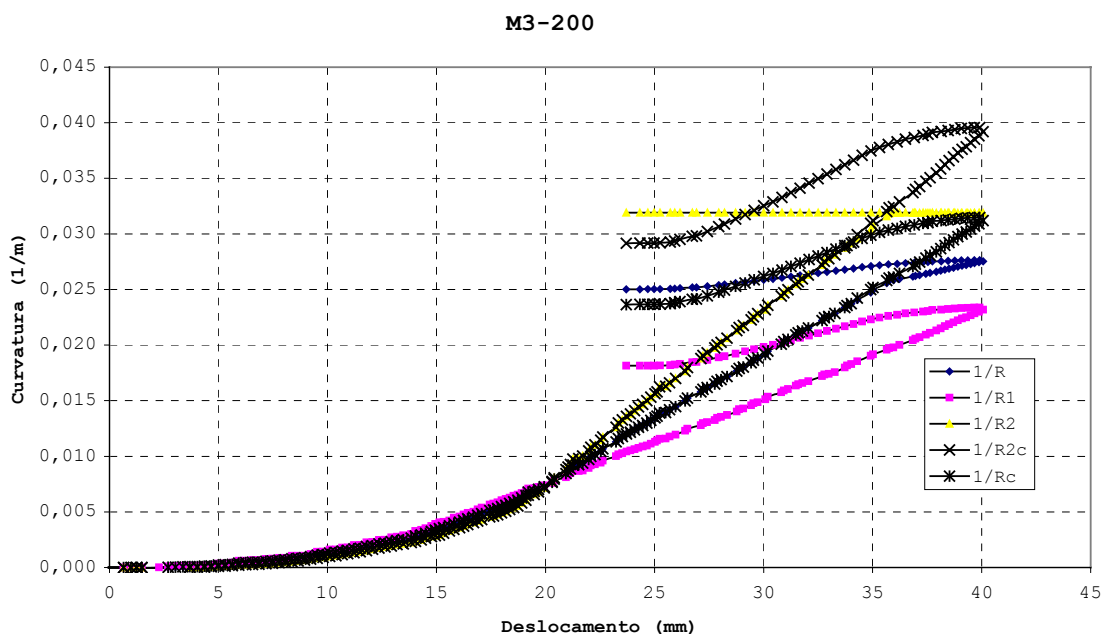


Figura 163 Relação entre a curvatura e o deslocamento vertical de controlo obtida através das leituras dos transdutores de deslocamento de referencial solidário com cada uma das secções de carga (raios de curvatura R1 e R2) e curvatura média da viga (1/R).

A relação entre o raio de curvatura R2 e o deslocamento global apresenta um patamar a partir dos 35mm de deslocamento que corresponde à ultrapassagem do curso máximo do deflectómetro pelo que os valores da curvatura a partir desse valor deixam de significar alguma coisa. No entanto estes dados correspondem a um estado muito para além do colapso da estrutura, não influenciando a parte principal da curva.

Na fase pós colapso existe uma muito forte correlação entre as curvaturas $1/R1$ e $1/R2$ sendo possível colmatar a falta de informação do segundo deflectómetro através da extrapolação ' $R2c=1,98967 \times R1-0,00684$ ' tendo-se obtido as curvas com o índice 'c' representadas na mesma figura.

Um outro aspecto interessante reside na diferença de comportamento entre as duas curvaturas medidas antes e depois do colapso. No pós colapso já foi

identificada a dependência linear entre as duas curvaturas mas a taxa de crescimento num dos lados (R2) é cerca de 98% superior à outra (R1). Na fase de pré-colapso a curvatura $1/R1$ é sempre superior a $1/R2$ igualando-se na fase de colapso, o que quer dizer que o lado que era mais resistente e rígido na fase inicial passa a ser o menos rígido após o colapso, ver Figura 246 no Anexo C.

Com a informação sobre as curvaturas e o momento flector criou-se a Figura 164 que inclui também a relação do momento com a curvatura corrigida.

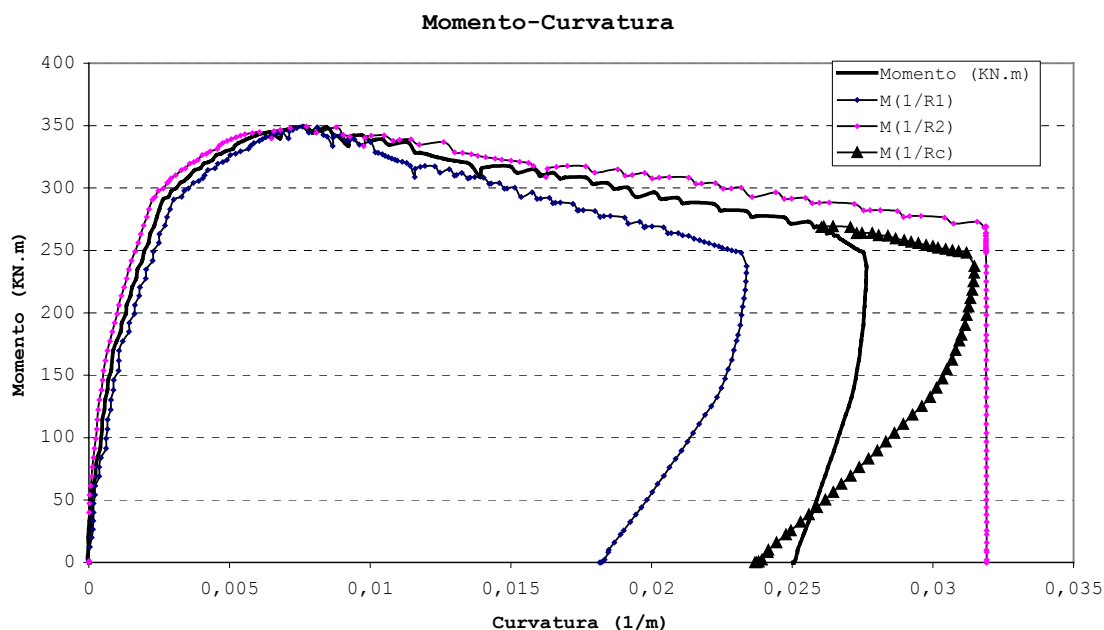


Figura 164 Relação momento curvatura média da viga em caixão M3-200 no último ciclo de carga que levou ao colapso.

A resposta da viga em caixão apresenta claramente quatro zonas quando sujeita à flexão pura.

A primeira é de grande rigidez vai até cerca de 160KNm dependendo o momento flector linearmente da curvatura imposta.

A segunda também é tipicamente linear mas com uma rigidez inferior à primeira e termina em valores do momento semelhantes ao máximo do ciclo anterior de carga, isto é, a cerca de 290KNm; esta diminuição de rigidez deve resultar do desenvolvimento de maiores deformações que diminuem a efectividade dos painéis em compressão.

A terceira apresenta um comportamento não linear com rigidez

progressivamente menor, devendo-se grande parte deste comportamento à plastificação nas faixas em tracção do painel inferior devidas às tensões residuais ainda não aliviadas e também à perda de efectividade do painel superior na fase próxima do colapso.

A quarta região inicia-se imediatamente a seguir a ser atingida a carga máxima, havendo uma dependência praticamente linear entre o momento e a curvatura e assistindo a uma perda de resistência progressiva, acompanhada do desenvolvimento de grandes deformações permanentes.

É interessante notar que é impossível distinguir as duas primeiras zonas a partir do gráfico que relaciona a força com o deslocamento imposto, Figura 162, só se tornando evidente pela utilização das medições dos deflectómetros associados à curvatura.

Resta indicar numericamente o colapso, tendo sido atingida uma carga máxima de 349,1KNm à curvatura de 0,00767rad/m.

6.6.2.2 Módulos estruturais

Analizada qualitativamente a existência de quatro zonas, é importante identificar o comportamento dos módulos estruturais, tanto o tangente como o secante.

O módulo estrutural tangente é definido através da derivada da curva momento curvatura o que matematicamente se expressa por:

$$\frac{dM}{d\phi} = EI_e \quad (160)$$

sendo I_e o momento de inércia efectivo da secção transversal da viga. O módulo estrutural tangente depende naturalmente da curvatura em regime elastoplastico e anula-se na fase de colapso. A sua representação gráfica encontra-se apresentada na Figura 165 em função da curvatura, tendo-se utilizado um conjunto dos 6 pontos mais próximos para o seu cálculo de forma a diluir as 'anomalias' da curva momento curvatura e tornar a representação mais interpretável.

O módulo estrutural secante é simplesmente a razão entre o momento flector e a correspondente curvatura em cada ponto da curva, $M_s=M/\phi$, e

apresenta valores sempre positivos. A sua importância é relativamente baixa mas, no entanto, existem dois valores característicos que permitem de uma forma simples comparar a rigidez de duas secções, e são eles o módulo secante à primeira cedência e o módulo secante ao colapso. O primeiro é bastante difícil de estimar devido à dificuldade de identificar a primeira cedência, mas o segundo é bastante simples de calcular e permite gerar aproximações à curva real.

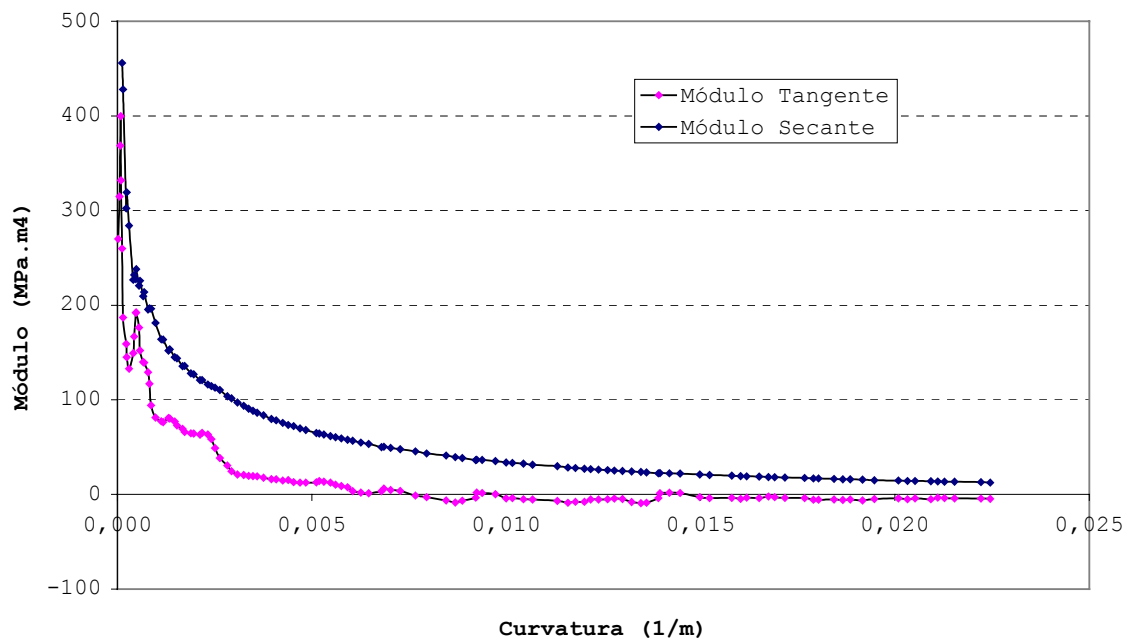


Figura 165 Módulos estruturais tangente e secante do modelo M3-200 no ensaio final

Da análise da representação gráfica identificam-se zonas de rigidez distintas, começando por uma zona inicial muito irregular e de valores muito elevados dando-se alguma estabilização a cerca de 150 MPa.m^4 valor este muito próximo dos 151 MPa.m^4 estimados pela teoria linear elástica; segue-se nova quebra no módulo tangente a uma curvatura de $0,0008 \text{ rad/m}$ para um patamar decrescente a 80 MPa.m^4 ; à curvatura de $0,0025 \text{ rad/m}$ dá-se uma nova quebra acentuada de rigidez tendendo para a rigidez nula à curvatura de $0,0075 \text{ rad/m}$. O módulo secante tem uma variação muito mais suave, tal como seria de esperar, por representar de algum modo o valor médio do módulo tangente a uma dada curvatura, e comportando-se aproximadamente de forma linear em escala logarítmica, a qual permite identificar melhor o comportamento anterior ao colapso, Figura 166.

Estes patamares do módulo estrutural tangente ao longo do processo de carga parecem corresponder a diferentes configurações geométricas dos elementos constitutivos do caixão, não podendo no entanto ser confirmado por não estar disponível um método expedito de medição de deformações, sendo portanto impossível fazer o rasteio das mesmas. A interpretação que é possível fazer baseia-se na natureza das imperfeições iniciais dos elementos de placa e dos reforços, que levam a alterações imperceptíveis de geometria resultantes do desenvolvimento dos modos de deformação conducentes ao nível de energia mais baixo, resultando em patamares progressivamente mais claros por estabilização do modo das deformadas.

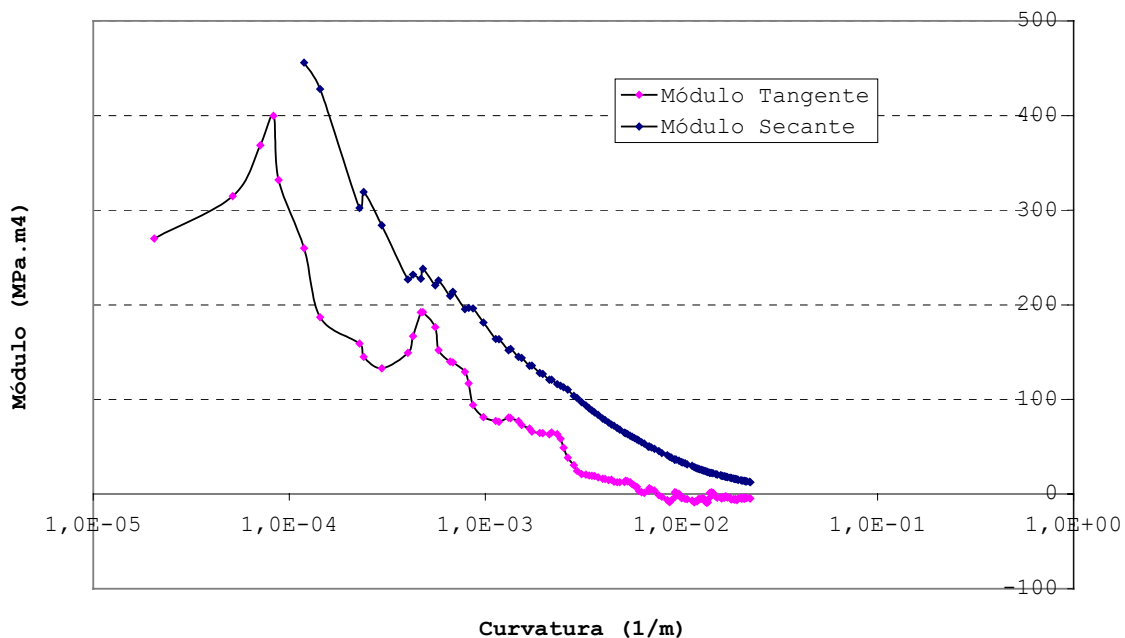


Figura 166 Módulos estruturais tangente e secante do modelo M3-200 no ensaio final em escala logarítmica da curvatura.

A redução que se assiste em cada patamar é resultado da perda de efectividade dos elementos reforçados sobre a acção de forças progressivamente crescentes. Convém não esquecer a contribuição das tensões residuais e em especial o seu alívio pelo ciclos de carga impostos, as quais contribuem decisivamente para a estabilização das deformações induzidas criando inclusivamente memória sobre o carregamento anterior na estrutura. Repare-se que tanto o gráfico da curva do módulo tangente como o gráfico da curva do

momento em função da curvatura guardam informação sobre os ciclos iniciais de carga (4 e especialmente 10 mm) apesar da estrutura já ter sido sujeita a uma carga de valor superior (15mm).

Se do ponto de vista formal a estrutura só deveria recordar o último estado que lhe provocou deformações plástica permanentes, de facto assim não acontece, talvez em resultado dos pontos de paragem prolongados em picos de carga que se mostraram não serem inócuos à estrutura com consequências directas num aumento da curvatura a carga praticamente constante.

6.6.3 *Tensões Residuais*

A estimativa das tensões residuais de forma indirecta através dos resultados experimentais é assaz complicada obrigando ao estabelecimento de algumas hipóteses iniciais, algumas das quais são uma aproximação simplificada e pouco precisa da realidade. No entanto, pensa-se que a estimativa não andarà muito longe da realidade dando no entanto um majorante ao valor das tensões residuais por ser demasiado simplificada.

Uma primeira via consiste em relacionar o módulo estrutural tangente da estrutura com comportamento elástico, libertada de deformações plásticas, e o módulo tangente no ponto imediatamente a seguir ao máximo do anterior ciclo de carga. A variação no módulo corresponde a uma variação no momento de inércia efectivo da secção que se deve essencialmente à perda de rigidez por plastificação local. Existem contudo outros efeitos directos resultantes da plastificação local nas faixas de tracção que correspondem a alterações de natureza geométrica impossíveis de contabilizar.

Os dados necessários à execução desta estimativa são as curvas momento-curvatura para cada ciclo de carga, tendo-se como hipóteses iniciais a distribuição de tensões residuais típica, já descrita anteriormente na secção 2.6, e o comportamento elástico perfeitamente plástico do material, além dos valores do módulo de Young e da tensão de cedência. Assume-se ainda que nesta região de comportamento elastoplastico global, a não linearidade resultantes da perda de efectividade do painel à compressão não afectam a taxa de variação do módulo

estrutural tangente, ou por outras palavras, a taxa de variação do módulo estrutural tangente deve-se exclusivamente à plastificação das faixas à tracção das placas do painel à tracção e que, na ausência desta, o comportamento era linearizável pontualmente.

6.6.3.1 Método indirecto do módulo estrutural tangente

Considere-se que a secção da viga é constituída por duas regiões: a primeira inclui todas as zonas afectadas pelo calor da soldadura onde inicialmente as tensões residuais eram de tracção com níveis semelhantes à tensão de cedência e pertencentes à zona que ficará à tracção, neste caso a parte inferior da viga caixão, e designe-se a sua área por A_p ; designe-se a restante área 'efectiva' da viga caixão por A_e . O módulo estrutural tangente na zona de comportamento elástico pode ser descrito por:

$$EI_e = E \int_{A_e} z^2 dA_e + E \int_{A_p} z^2 dA_p \quad (161)$$

em que z é a distância vertical ao eixo neutro. Em regime elastoplastico com dissipação de energia por plastificação nas zonas constituintes de A_p esta definição altera-se assistindo-se simultaneamente a uma alteração da posição do eixo neutro. Se a área A_p for uma pequena percentagem da área total então o eixo neutro mantém-se praticamente inalterado sendo possível defini-lo no mesmo referencial através de:

$$EI_p = E \int_{A_e} z^2 dA_e \quad (162)$$

Esta imprecisão pela não inclusão da alteração do eixo neutro não tem grande importância para este cálculo e desapareceria completamente se fosse possível calcular pontualmente a variação no módulo estrutural tangente o que não acontece totalmente devido à natureza discreta dos resultados experimentais. A variação do módulo estrutural tangente é simplesmente expressa por:

$$\begin{aligned} \Delta EI &= EI_e - EI_p = \int_{A_p} z^2 dA_p \\ \text{ou} \\ \Delta EI &= E z_p^2 A_p \end{aligned} \quad (163)$$

dada a particularidade geométrica dos modelos em que z_p é constante para todos

os componentes de A_p . Finalmente a área afectada pela plastificação pode ser avaliada através da expressão:

$$A_p = \frac{\Delta EI}{E z_p^2} \quad (164)$$

Devido à simetria do modelo, z_p pode-se considerar igual a meia altura do modelo ou retirando os valores dos resultados experimentais dos extensómetros colocados no costado lateral.

Procedeu-se à análise deste método tendo-se utilizado três pontos da curva momento curvatura em torno da curvatura correspondente ao deslocamento vertical de 15mm, último ponto de inversão de carga do ciclo anterior ao colapso. Com os dados recolhidos, $P1=(0,00196\text{rad/m; } 249,0\text{KN.m})$, $P2=(0,002634\text{rad/m; } 290,8\text{KN.m})$ e $P3=(0,00343\text{rad/m; } 315,8\text{KN.m})$ calculou-se a variação do módulo estrutural tangente em torno do ponto $P2$, obtendo-se um módulo anterior ao ponto $P2$ de $62,2\text{MN.m}^2$ e posterior de $31,4\text{MN.m}^2$, donde resulta uma variação de $30,8\text{MN.m}^2$.

Para a área A_p resulta um valor de 962mm^2 , o qual foi calculado considerando que o módulo de Young do aço é de 200GPa e o eixo neutro se encontra na posição obtida a partir dos dados experimentais, isto é, 400mm acima do painel em tracção. Esta área inclui a deformação plástica nos reforços barra; para efeitos de estimativa das tensões residuais considerou-se que existia equivalência percentual das faixas à tracção do reforço e da placa relativamente às áreas totais, pelo que as tensões residuais de compressão se estimam ter um valor de 33% da tensão de cedência. Lembra-se que este valor é um majorante às tensões residuais já que despreza todos os restantes efeitos redutores da rigidez estrutural.

6.6.3.2 Método indirecto da dissipação de energia total

A segunda via indirecta de estimar o nível das tensões residuais baseia-se na energia dissipada em cada ciclo de carga e é muito menos exigente em termos matemáticos e nas hipóteses simplificativas. Relativamente a estas últimas, é exigido que o material seja elástico perfeitamente plástico, que o eixo neutro não

se altere durante o processo de carga e que o fundo seja igualmente efectivo.

Considerando que a dissipação de energia se dá nas faixas à tracção dos painéis de fundo e que pode ser medida através da equação (159) tal como é apresentado na Tabela 31, estes valores podem ser comparados com o valor teórico, obtido através das hipóteses iniciais atrás enunciadas:

$$E_d = \sigma_o A_p \Delta l_p \quad (165)$$

em que l_p é o comprimento entre balizas no caso de soldadura contínua ou o comprimento total de soldadura no caso de soldadura descontínua. Esta equação pode ser arranjada de acordo com a geometria dos provetes para:

$$E_d = \sigma_o A_p l_p z_p \phi \quad (166)$$

A área das faixas à tracção do painel de fundo é dada por:

$$A_p = \frac{E_d}{\sigma_o l_p z_p \phi} \quad (167)$$

No caso particular do modelo M3-200 existem avaliações da energia dissipada total a 4, 10 e 15 milímetros, Tabela 31, e informação sobre as curvaturas correspondentes. Aplicando a equação acima e tomando como valores da tensão de cedência a média dos três valores obtidos nos ensaios de tracção, secção 6.5, corrigida proporcionalmente pela maior tensão de cedência da chapa de 4mm dos reforços, obtêm-se a tensão de 201MPa, pelo que a área A_p é 2283 e 2156mm² respectivamente para o deslocamento de 10 e 15mm. Estas áreas são muito superiores à área obtida pelo método anterior devido à dissipação de energia que ocorre nas zonas extremas do modelo, zonas essas com soldaduras fortes e muito concentradas. Considera-se, no entanto, que o método é suficientemente fiável em estruturas de maiores dimensões em que as anomalias locais sejam pouco relevantes.

O cálculo do comprimento dos cordões transversais de soldadura que fixam as balizas e os banzos conduz a um resultado para a área A_p mais equilibrado e próximo da realidade, isto é, 1087 e 1027mm² respectivamente para o ciclo de 10 e 15mm. Estes resultados desviam-se cerca de 10% do valor obtido pelo método anterior o que valida de alguma forma o valor indicado para as tensões residuais.

6.6.4 Posição do eixo neutro

A posição do eixo neutro pode ser estimada a partir dos dados experimentais pela análise das leituras nos extensómetros colocados no costado das viga em caixão. Para tal foram instalados quatro extensómetros verticalmente nas posições 140, 281, 410 e 508mm acima do fundo, os quais permitem estimar a posição do eixo neutro e sua variação com o carregamento, e ainda analisar a perda de efectividade do costado durante a fase elastoplástica. A Figura 167 apresenta as leituras nesses extensómetros identificando-se perfeitamente a fase de comportamento elástico até cerca dos 15mm de deslocamento vertical, iniciando-se depois uma fase não linear, mas não necessariamente elastoplástica, em que cada extensómetro apresenta um comportamento diverso, sendo pois necessário fazer uma análise caso a caso. Convém indicar nesta fase que, sendo as leituras nos extensómetros efectuadas em microns e assumindo um módulo de elasticidade de 200GPa para o aço, cada 1000 microns correspondem a 200MPa de tensão linear. Evidentemente que a partir da cedência se torna necessário utilizar as curvas dos ensaios de tracção para conhecer o estado de tensão.

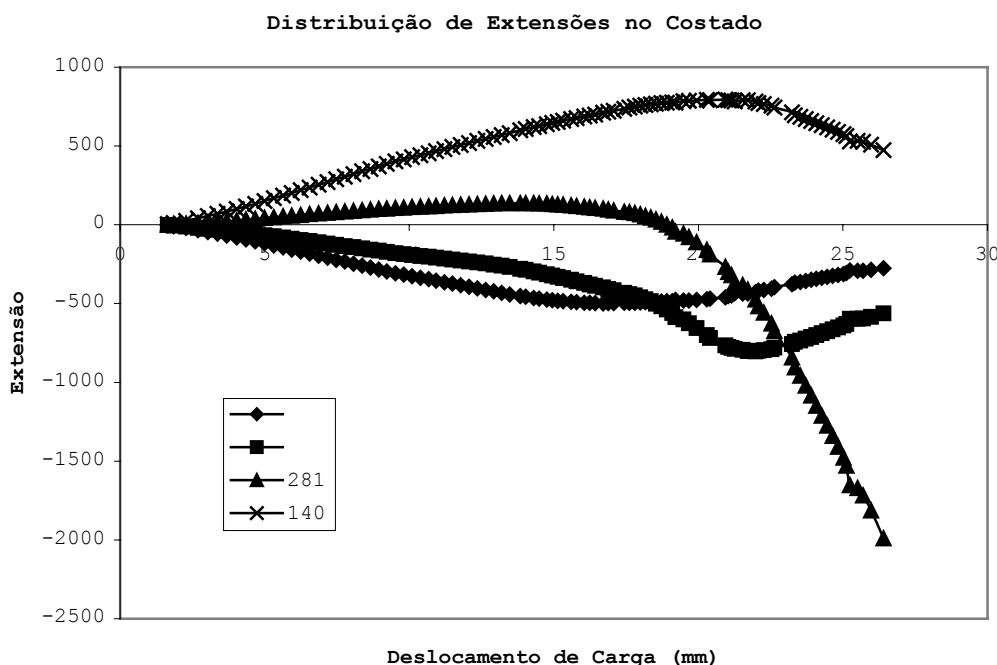


Figura 167 Evolução das extensões no costado durante o carregamento final da viga M3-200.

Estando os extensómetros colocados no lado de fora da viga caixão os

valores medidos indicam a extensão nessa superfície e não a extensão média através da espessura nessa posição. Quer isto dizer que as leituras incluem as extensões resultantes da flexão local da chapa devido ao desenvolvimento de deformações fora do plano inicial da chapa para além das extensões devidas à flexão global da viga caixão. A partir dos 16mm de deslocamento vertical, as primeiras tornam-se dominantes originando situações em que as extensões medidas no extensómetro à compressão mais afastado do eixo neutro (508mm) são menores em valor absoluto do que as dos extensómetros mais próximos do eixo neutro (281 e 410mm).

Assim as leituras até aos 15mm permitem verificar a posição e variação da posição do eixo neutro, Figura 168, enquanto que as medições no regime elastoplástico estão muito mais associadas ao desenvolvimento de deformações locais dando uma ideia do nível de deformação da superfície da chapa, Figura 169.

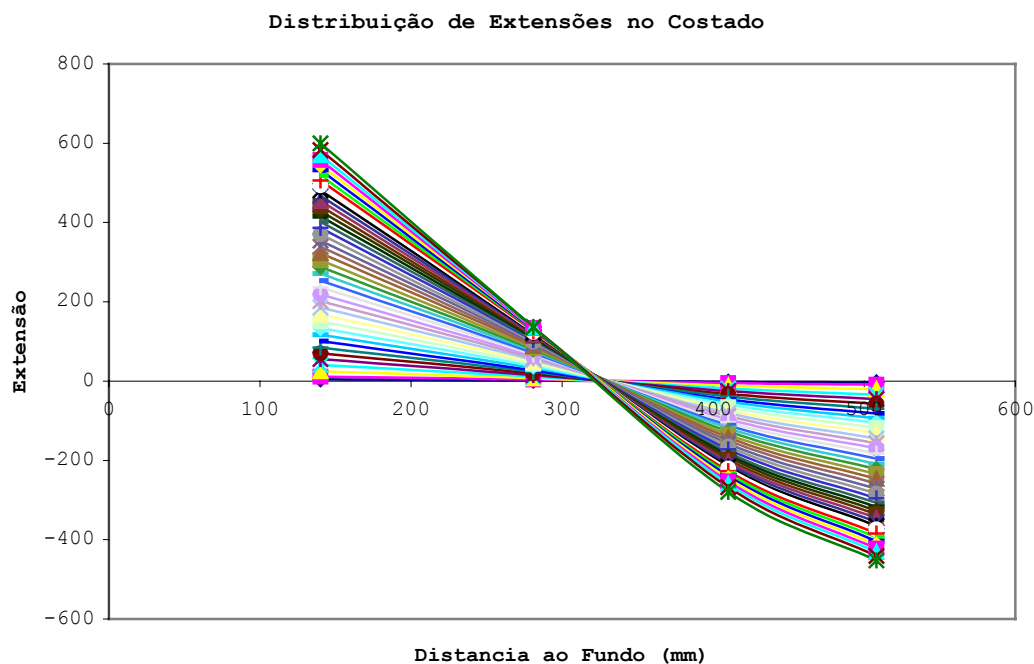


Figura 168 Distribuição de extensões no costado durante o carregamento no regime elástico.

No regime de pré colapso é possível identificar uma pequena mudança do eixo neutro em direcção ao fundo à tracção devido à perda de efectividade das zonas em compressão que se identificam visualmente pela perda de linearidade à direita na Figura 168.

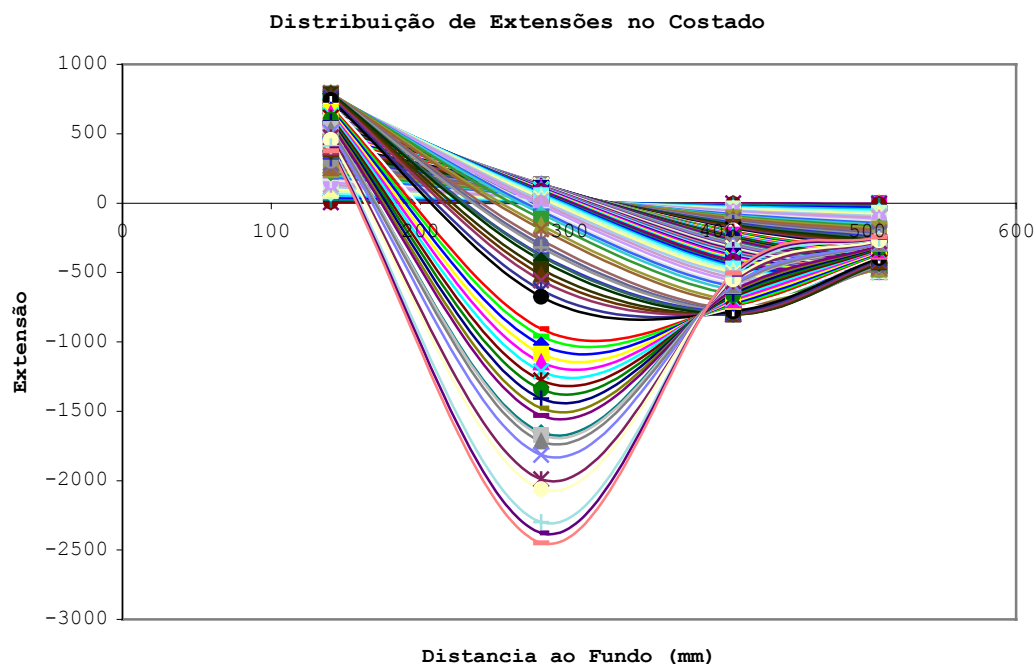


Figura 169 Distribuição de extensões no costado durante o carregamento em regime elástico e no pós-colapso.

As extensões só ultrapassam a extensão de cedência, cerca de 885 microns para o aço da chapa, nas zonas centrais do costado devido ao desenvolvimento de grandes deformações permanentes, atingindo-se um valor cerca de três vezes a extensão de cedência no extensómetro instalado junto ao eixo neutro inicial. A Figura 170 mostra as grandes deformações permanentes no costado após o colapso da estrutura sendo evidente que estas deformações se devem exclusivamente à transmissão das deformações geradas no painel em compressão após o seu colapso. O extensómetro mais próximo do reforço, zona sem tinta na imagem, encontra-se numa zona de acentuadas variações de geometria da superfície, de facto uma zona de conformação e encontro de várias linhas de cedência, e por isso apresenta os valores elevados já apontados.

Note-se ainda o colapso do reforço na zona central a meio vão coincidente com uma região em que não estava soldado à chapa o que mostra que esta prática prejudica a resistência global, como se mostrará nas secções seguintes dedicadas ao colapso do painel em compressão.



Figura 170 Deformação residual no costado do modelo M3-200 após o colapso total da viga.

6.6.5 Efectividade dos painéis em tracção

A efectividade dos painéis em tracção raramente é referida na literatura por as hipóteses iniciais da teoria garantirem a manutenção da geometria da estrutura. De facto, é vulgar encontrar a redistribuição de tensões tratada em detalhe quer em compressão quer em tracção quando os painéis estão sujeitos a solicitações de corte e flexão conjunta. No presente caso, ensaio em flexão pura, a perda local de efectividade não está relacionada directamente com a redistribuição de tensões mas sim com a falta de suporte local da estrutura.

Nas zonas onde existem componentes verticais a curvatura local é igual à curvatura global mas, na ausência destes componentes verticais como por exemplo a meio do modelo, a curvatura local é inferior à curvatura global por ser possível ao painel encontrar uma deflexão menos acentuada compatível com a restante estrutura.

No presente ensaio existem três contribuições para que haja perda de efectividade a meio:

1. diminuição das imperfeições iniciais a meio devido à tracção do painel, contribuição esta pouco importante e que se faz sentir unicamente na fase inicial do carregamento;
2. diminuição da curvatura a meio por falta de suporte vertical, sendo tanto maior a contribuição quanto menor o número de reforços;
3. plastificação nas faixas à tracção devidas às tensões residuais, provocando o aparecimento de extensões residuais depois de um ciclo de carregamento e diminuição das imperfeições após descarga.

No modelo M3-200 foram instalados um conjunto de sete extensómetros no painel à tracção alinhados transversalmente e que permitem traçar a distribuição de extensões ao longo dos diversos ciclos de carga. A Figura 171 apresenta as medições nesses extensómetros para os três ciclos de carregamento iniciais, respectivamente a 4, 10 e 15mm de deslocamento vertical.

6.6.5.1 Ciclos iniciais

No primeiro gráfico, em cima e até 4mm de deslocamento global, a distribuição transversal de extensões apresenta uma magnificação da variabilidade das extensões com o carregamento, havendo globalmente uma depressão a meio que se amplia com o carregamento e alguma variabilidade local em torno da curva de extensões globais. Para este carregamento não existe uma relação directa entre a extensão e a deformação porque está bem presente o atenuar das imperfeições iniciais e, estando os extensómetros colocados de um único lado da chapa, se um deles estiver colocado inicialmente numa cava a extensão medida até a placa ficar virtualmente plana é maior do que a extensão média através da espessura, e vice-versa para a crista. Neste primeiro ciclo, a descarga não originou extensões residuais o que significa que a estrutura voltou à sua forma inicial e não houve grandes deformações plásticas devidas às tensões residuais, o que é de alguma forma é confirmado pelo baixo valor de energia absorvida indicado na Tabela 31.

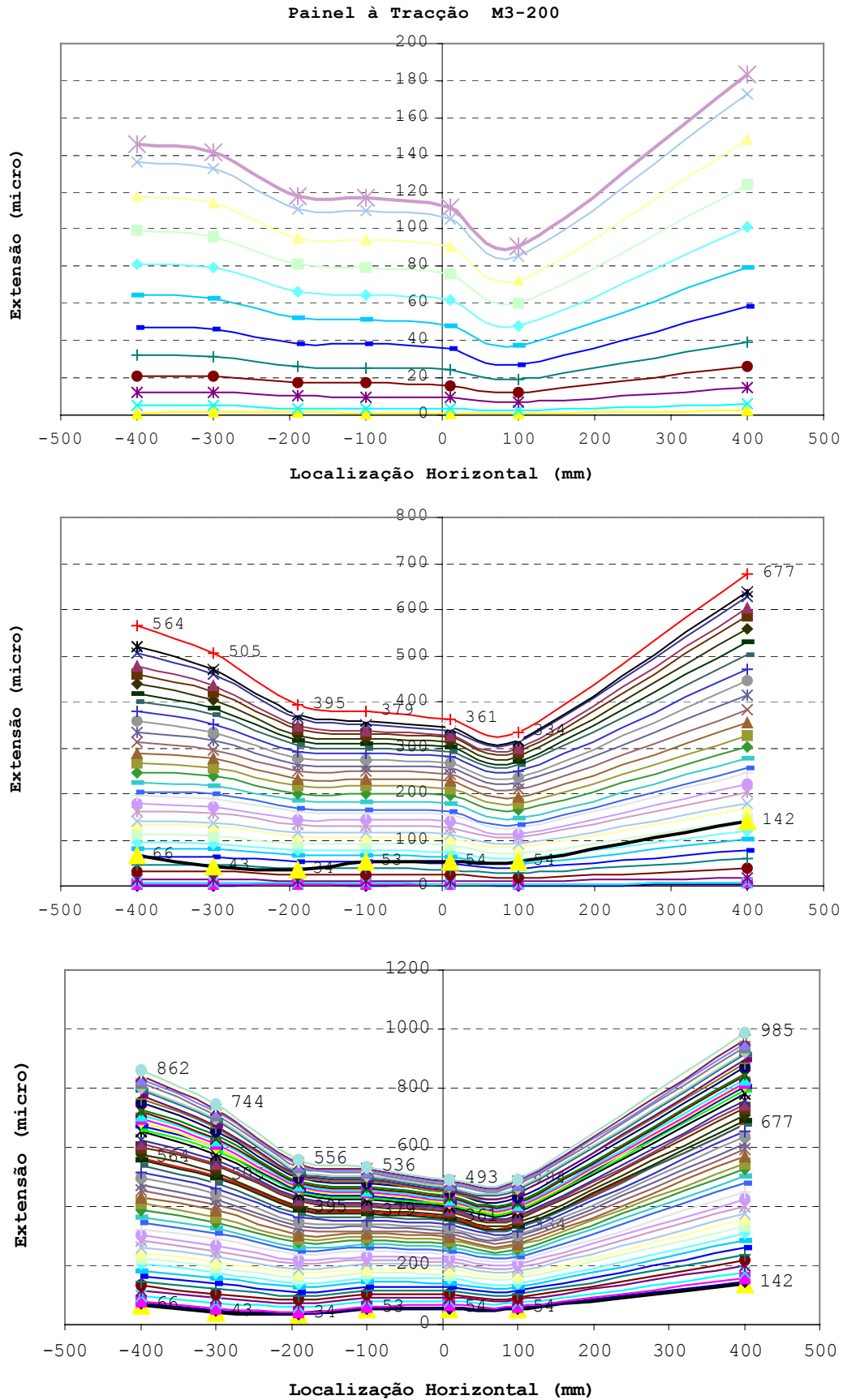


Figura 171 Distribuição transversal de extensões na fase de pré carregamento: 4, 10 e 15mm.

No carregamento até 10mm, gráfico central, o padrão da distribuição de extensões é semelhante ao do anterior ciclo mas com a ineficiência a meio muito mais vincada. Os valores mais altos das extensões encontram-se nos extremos, 564 e 677 microns, ainda assim abaixo da extensão de cedência que ronda os 900 microns. De qualquer forma, esta informação é compatível com o facto de já se ter dado plastificação em alguns locais, tal como foi afirmado na secção 6.6.3 pois o que se está a medir são variações da extensão relativamente ao estado inicial. Esta plastificação local é confirmada pelo valores residuais das extensões após descarga total e que apresentam valores médios de 50 microns com máximos nos extremos à cota de 400 e -400mm de 142 e 66 microns. O máximo da extensão residual de 142 microns foi medido no extensómetro localizado junto à soldadura de canto de fecho dos blocos, sendo portanto representativo do alívio de tensões residuais.

O último gráfico da mesma figura referente ao carregamento de 15mm mostra que a carga se faz em regime elástico até aos 10mm, pela coincidência de forma entre a distribuição de extensões no máximo anterior também representada na figura (10mm) e as mais próximas neste ciclo de 15mm. A perda de efectividade acentua-se a partir dos 10mm adquirindo uma forma tipicamente sinusoidal.

O valor médio da extensão residual após o carregamento de 10mm permite estimar o aumento do comprimento do painel do fundo em cerca de 6% só devido ao alívio de tensões residuais. Este alongamento induzido pelo alívio de tensões gera uma redistribuição de tensões residuais na viga caixão não carregada e uma curvatura residual. Globalmente a redistribuição de tensões origina um estado de compressão neste painel do fundo, a que se segue uma região no costado próxima deste painel em tracção que tende linearmente para um estado de compressão ligeira no painel superior do modelo, estando o eixo de tensões nulas localizado muito acima do meio pontal.

6.6.5.2 Ciclo final de carga

No ciclo final de carga reinicializou-se as leituras em todos os transdutores pelo que os resultados apresentados se encontram subtraídos dos valores residuais

ao fim do ciclo de carga e descarga a 15mm. Para obter valores absolutos relativamente ao estado inicial deverá ser considerada a soma dos valores residuais.

6.6.5.2.1 Extensómetros da chapas

A Figura 172 apresenta os valores medidos nos extensómetros do painel de fundo indicando-se a sua posição relativamente ao plano de simetria. A análise cuidada desta figura permite identificar alguma dualidade de comportamento em extensómetros simétricos, além de outros aspectos que a seguir se descrevem.

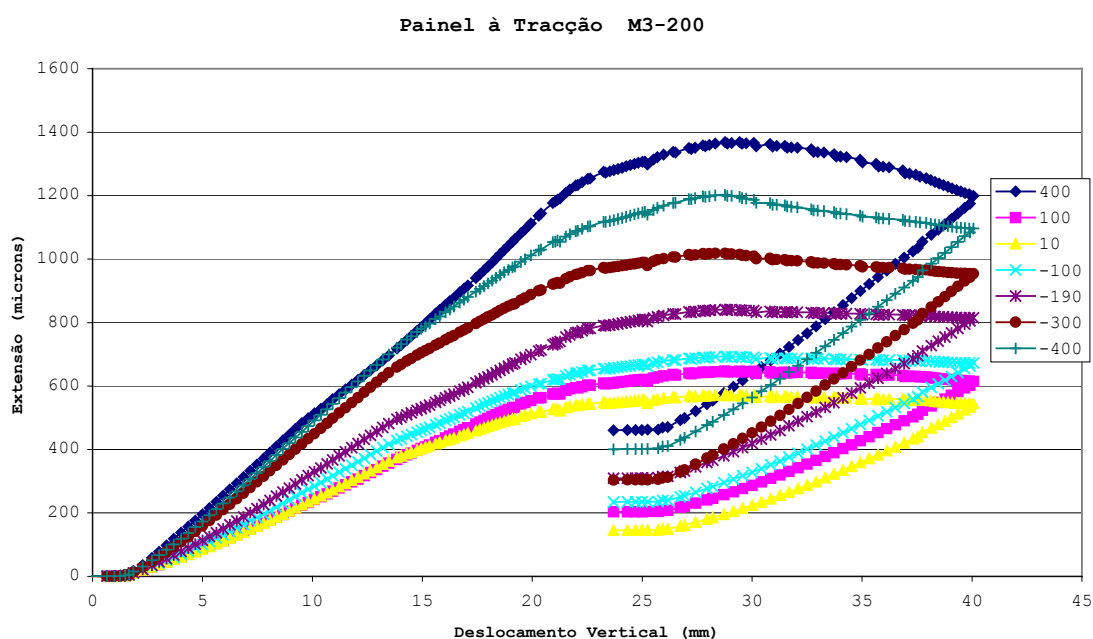


Figura 172 Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 em função do deslocamento absoluto do deflectómetro de controlo num dos ciclos iniciais, em cima, e no ciclo final, em baixo.

Os extensómetros mais extremos, 400 e -400mm da mediania, ultrapassam a extensão de cedência, comportando-se da mesma forma até esse valor sensivelmente, o qual é atingido a cerca de 15mm de deslocamento global vertical e partir divergem, continuando o extensómetro colocado a 400mm (T11) com um comportamento linear relativamente ao deslocamento e até aos 21mm, atingindo o máximo de extensão elastoplastica a 28mm de deslocamento vertical, de resto como os outros. A justificação para esta divergência deve residir no desenvolvimento assimétrico de deformações na chapa facilitado pelo início do

processo de plastificação associado em parte ao diferente estado de tensões residuais existente num e no outro lado do painel. Dum dos lados existe uma soldadura de fecho do bloco enquanto do outro lado a manufatura do canto foi executada por dobragem.

Relembra-se que o colapso se dá a um deslocamento vertical absoluto entre os 20 e os 21mm, Figura 162, e nesta fase o eixo neutro desloca-se rapidamente em direcção ao fundo devido à perda de efectividade do painel à compressão, fazendo com as extensões no fundo cresçam mais lentamente com o aumentar da curvatura. Daí o comportamento escalado mas igual de todos os extensómetros a partir dos 20mm afastando-se da linearidade. A partir dos 28mm a taxa a que o eixo neutro se aproxima do fundo conjuntamente com a redução do momento suportado fazem que as extensões e consequentemente as tensões se tornem estacionárias ou diminuam no fundo.

Os dois extensómetros colocados a meio das chapas e em posição simétrica, 100 e -100mm, tem um comportamento em tudo semelhante sendo de realçar a extensão residual depois da descarga, cerca de 200 microns, apesar de não ter sido atingida a extensão de cedência durante o carregamento; a máxima extensão atingida foi de 700 microns.

Na Figura 173 apresenta-se a distribuição transversal de extensões longitudinais no painel em consideração durante o último carregamento em que se impôs um deslocamento duas vezes superior ao deslocamento de colapso, seguido do respectivo descarregamento, representado no gráfico em baixo da mesma figura. É evidente o suavizar das 'anomalias' locais com o desenvolvimento das grandes deformações na fase de pós colapso, identificando-se zonas muito efectivas onde existe estrutura vertical de suporte e uma depressão central devida à falta desse apoio. Na fase de carga não é claramente identificável a influência dos reforços longitudinais na sua eventual contribuição para um aumento de rigidez, mas no estado final após descarga, o extensómetro localizado junto ao reforço, aproximadamente a -200mm, apresenta claramente uma extensão residual superior aos que o rodeiam, o que pode ser interpretado como uma rigidez acrescida desta zona devido ao reforço.

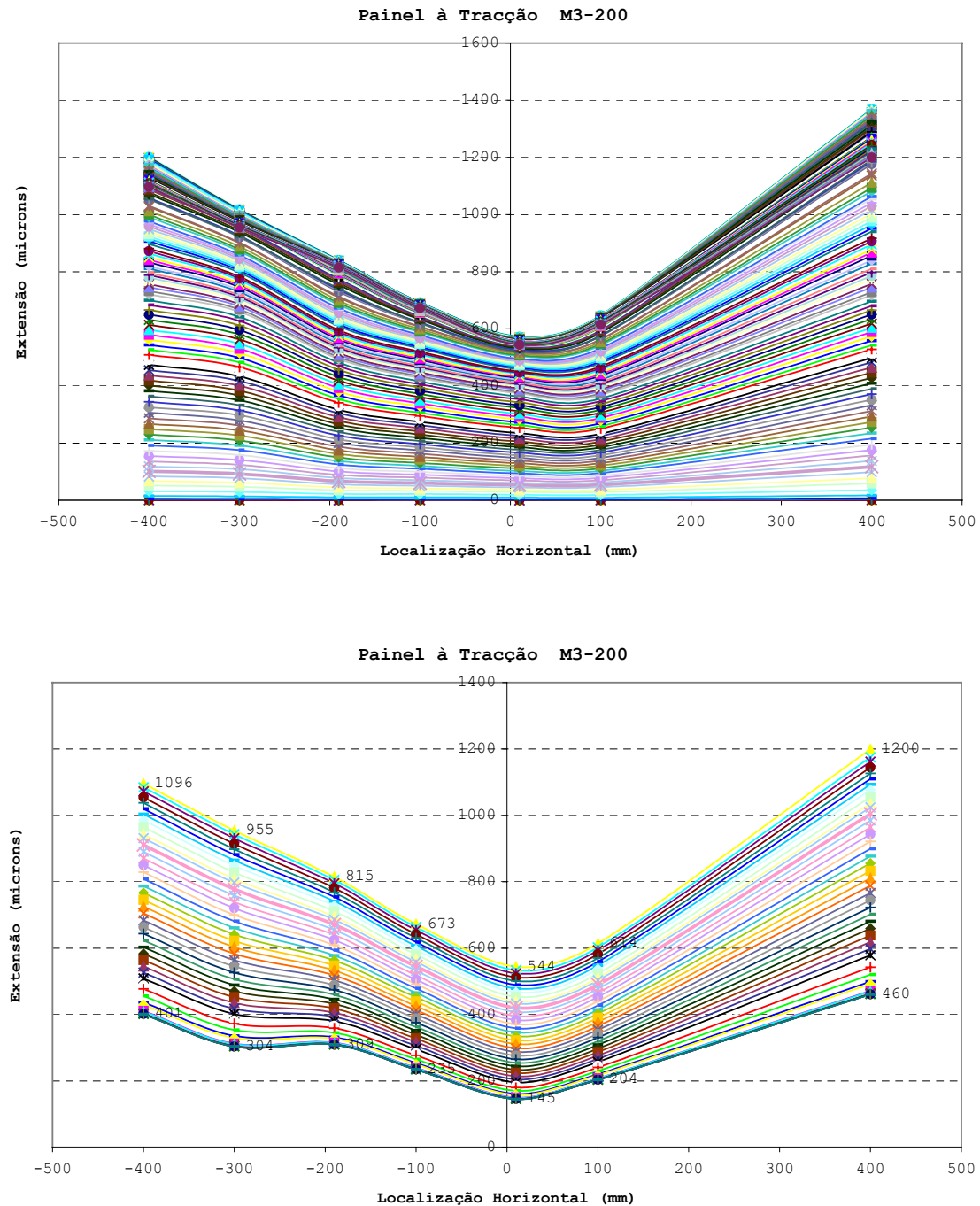


Figura 173 Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 na fase final de carregamento e no regime pós colapso até ao deslocamento global de 40mm, em cima, e na fase de retirada do deslocamento imposto, em baixo.

Salientam-se os valores elevados das extensões residuais da chapa do caixão deformado conjuntamente com o facto de estarem todos os extensómetros em tracção. Os valores residuais variam entre os 145 microns ao meio e os 460 microns num dos extremos; se se atender ao facto de que não foi excedida a extensão de cedência na maior parte do painel, estes valores residuais

correspondem a tracção efectiva na chapa do painel de fundo. Assim deverão existir zonas adjacentes em compressão residual de modo que o conjunto esteja em equilíbrio não carregado. Estas zonas só poderão ser o costado adjacente e os perfis de reforço.

Em conclusão, o facto mais saliente desta análise do comportamento do painel à tracção devido à flexão pura respeita directamente à aproximação que se comete ao considerar todo o painel totalmente efectivo em fase de projecto, sendo a perda parcial de efectividade resultado de variações de geometria fora dos planos iniciais e que eventualmente resulta da manutenção ou não da hipótese de Navier sobre as secções se manterem planas durante o processo de carga.

6.6.5.2.2 *Sobre a redistribuição de tensões*

Tal como foi referido anteriormente, a concepção da viga caixão considera um espaço de 100mm entre a ligação aos braços e a zona a ensaiar de cada lado, de forma a permitir uma melhor distribuição de tensões.

A efectividade desta transmissão de esforços foi testada através da instalação de extensómetros junto às balizas, cujas referências são T00, T01, T04, T05 e T08.

Ao analisar as medições destes extensómetros, Figura 174, nota-se uma grande diferença de comportamento entre o extensómetro mais próximo do costado e os restantes; o T00 apresenta valores extremamente elevados chegando aos 3200 microns no ponto de colapso da estrutura, correspondente a grandes deformações plásticas e comportando-se quase linearmente até essa fase, enquanto os restantes têm deformações muito menores, aparentando os centrais alguma falta de efectividade inicial. É de realçar, no entanto, que os valores medidos nestes extensómetros estão dentro da gama de extensões medidas anteriormente nos extensómetros mais centrais, apesar dos extensómetros centrais T04 e T08 que se encontram localizados junto aos reforços apresentarem uma carga retardada até aos 14mm, o que novamente referencia a memória da estrutura local relativamente aos ciclos anteriores. O T05 central mas colocado a meio da chapa longe dos reforços inicia a sua fase de carga logo no início do processo de carga.

Pode-se concluir que esta zona da chapa junto aos reforços interage fortemente com o reforço devendo o seu comportamento ser analisado conjuntamente com ele.

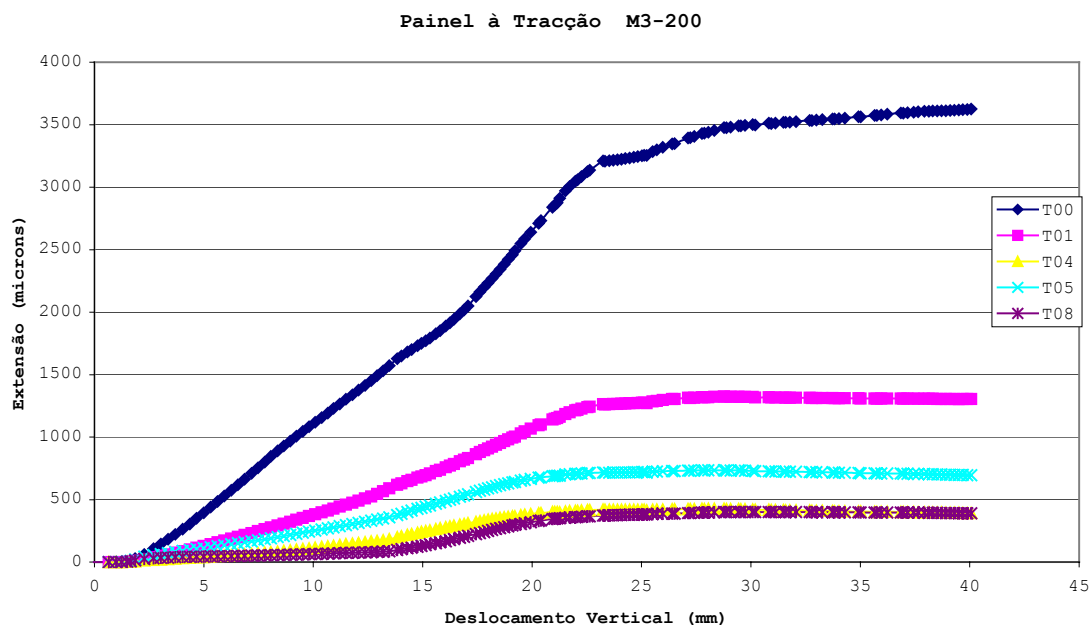


Figura 174 Leituras nos extensômetros da chaparia junto às balizas do painel de tração do modelo M3-200.

6.6.5.2.3 Comportamento dos reforços

Foram colocados três extensômetros lateralmente nos reforços junto aos topos dos mesmos. Dois deles, TR00 e TR02, estão localizados a meio comprimento dos reforços junto aos extensômetros da chapa T06 e T09 respectivamente. O outro extensômetro, TR01, localiza-se junto à baliza e próximo do extensômetro da chapa T08. Com esta disposição é possível analisar as diferenças de carregamento nos diferentes reforços a meio comprimento, a variação de carga longitudinalmente e comparar o estado de carga do reforço com o da placa.

Os reforços formam com a chapa uma estrutura tridimensional e este tipo de estrutura apresenta particularidades de funcionamento em flexão, principalmente junto das zonas de suporte ou de desenvolvimento de grandes deformações fora de plano. No primeiro caso o nível de encastramento à rotação relativamente à baliza dado pelo reforço é muito superior ao dado pela chaparia

donde o estado de tensão no reforço deverá ser superior ao da chapa. De facto da Figura 175 nota-se uma grande diferença de carregamento entre o extensómetro do reforço TR01 e o da chapa adjacente T08. O primeiro está muito carregado apresentando um comportamento linear até aos 14mm de deslocamento vertical enquanto o segundo se encontra praticamente descarregado nesta fase.

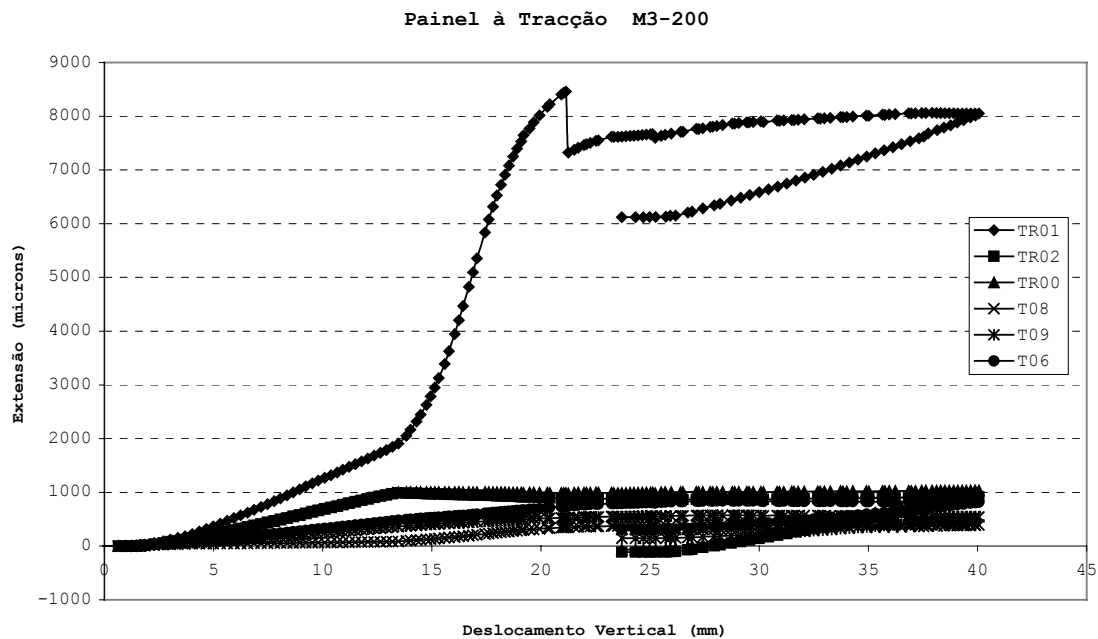


Figura 175 Deformação axial nos extensómetros dos reforços e das zonas adjacentes da chapa.

Ultrapassado o limite de deslocamento do ciclo anterior o alongamento no extensómetro TR01 dispara para valores elevadíssimos que representam uma forte plastificação nessa superfície do reforço o que só poderá ser justificado pela existência de uma zona muito afectada termicamente pela soldadura do reforço à baliza e à chapa. Ao deslocamento de colapso este extensómetro apresenta uma descarga brusca de valor igual à extensão de cedência o que significa que o reforço ficou momentaneamente totalmente descarregado que poderá ter sido consequência de uma rotura em tracção de uma das soldaduras dos reforços ou mera redistribuição de tensões devido ao rápido desenvolvimento de grandes deformações que vindas do convés se propagaram até ao fundo.

O gráfico de pormenor do comportamento dos reforços a meio vão apresenta uma paragem no crescimento das extensões e consequentemente das tensões a partir do último ciclo de carga e descarga. Inclusivamente o ponto onde

está o extensómetro do perfil central denota alguma descarga na fase de pré colapso, Figura 176. Nota-se que a maior parte da carga passa pelo reforços apesar desta estabilização a partir dos 14mm e que as extensões residuais são de sinais contrários, o que permite de alguma forma autoequilibrar todo o painel depois de retirada toda a carga. O declive de carga e descarga dos reforços é muito superior ao da chapa adjacente em resultado da diferente rigidez à flexão.

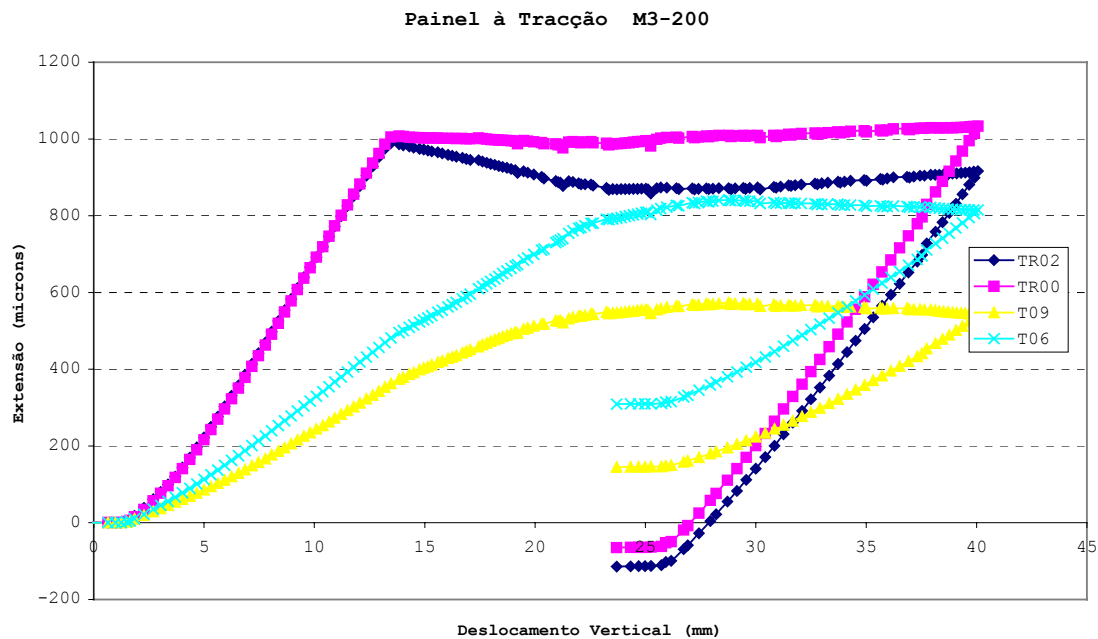


Figura 176 Extensómetros a meio vão do fundo do modelo M3-200.

6.6.6 Efectividade dos painéis em compressão

O painel em compressão foi o mais instrumentado, tendo-se instalado 23 extensómetros dos quais 5 nos reforços e os restantes nas chapas. Optou-se por dispor de dois conjuntos de extensómetros em disposição transversal de forma a obter a distribuição de extensões a meio vão e junto à baliza. Devido às expectativas relativamente ao modo de colapso foi instalada um terceiro conjunto de extensómetros a 100mm do conjunto central, portanto a um quarto do comprimento da onda do modo de instabilidade expectável, evitando-se assim perder toda a informação sobre o regime de pós colapso na eventualidade de se dar um colapso muito localizado e junto a um dos conjuntos principais.

6.6.6.1 Conjunto de extensómetros junto à baliza

O número de extensómetros neste conjunto não permite fazer uma avaliação da distribuição de extensões na globalidade devido ao reduzido número de pontos de leitura. A distribuição local pode ser cautelosamente avaliada através da distribuição de extensões fornecida pelos 3 extensómetros da esquerda da Figura 177 que representam um elemento reforçado típico.

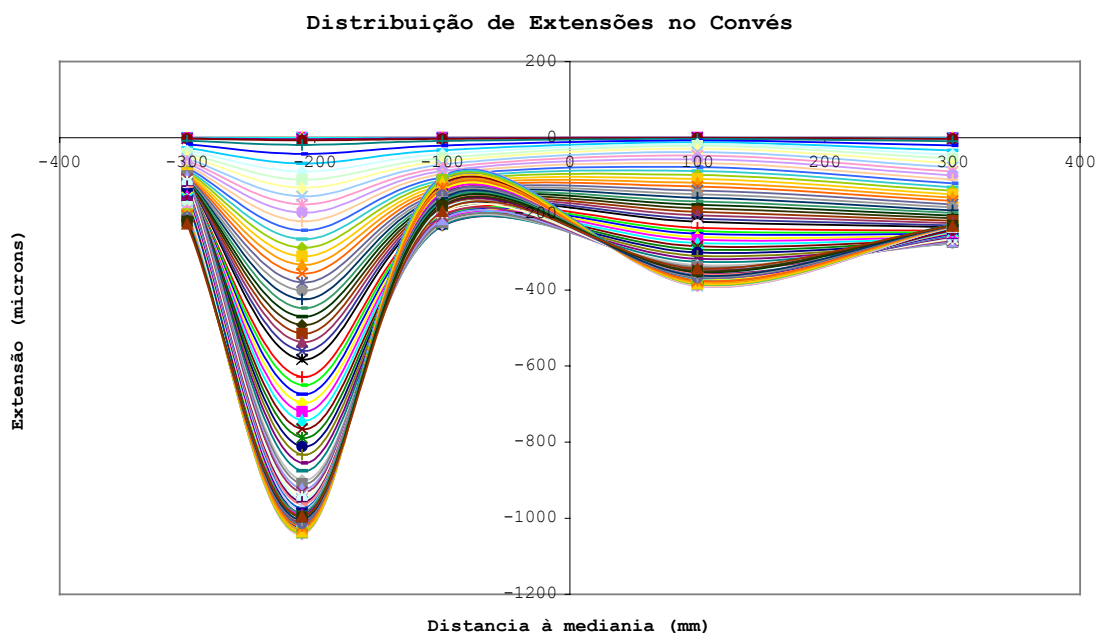


Figura 177 Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a 50mm da baliza até ao momento máximo suportado.

Identifica-se perfeitamente mesmo na fase inicial de carregamento alguma falta de efectividade a meio das placas (cotas -300 e -100mm) comparativamente à chapa junto ao reforço (cota -210mm). Quando o colapso é atingido somente um dos cinco pontos de leitura está deformado plasticamente, coincidindo de facto com o único extensómetro perto do reforço, o que faz pressupor que junto aos outros reforços aconteça o mesmo, contrariamente ao que se poderá concluir da parte direita da mesma figura.

Note-se ainda o baixo valor das extensões a meio dos elementos de placa, não esquecendo que existem extensões residuais devidas aos ciclos de carga e descarga iniciais, pelo que não se pode afirmar nada acerca do estado real de tensões.

A forma da curva do lado direito da figura, por ser construída unicamente a partir dos pontos do meio das placas, dá uma imagem semelhante à da deformação das placas e ao seu evoluir com o carregamento. Neste ponto de vista salienta-se o recuar da extensão à cota -100mm ainda na fase de pré colapso o que indica o desenvolvimento de grandes deformações naquele local em direcção ao exterior já que os extensómetros estão colocados na superfície exterior e as extensões se tornam menos negativas.

6.6.6.2 Conjunto central de extensómetros

Nesta zona pretendeu-se obter uma informação mais precisa da distribuição de extensões ao longo do processo de carregamento pelo que se instalaram 9 extensómetros colocados alternadamente no meio dos elementos placa e na chapa junto aos reforços. A Figura 178 apresenta graficamente os resultados das medições nestes extensómetros em função do deslocamento imposto.

Identificam-se claramente quatro fases de evolução das deformações nos elementos de placas: na primeira fase que vai até 14mm de deslocamento imposto, o comportamento é praticamente linear sendo de salientar a existência de dois extensómetros, C02 e C12, localizados a meio dos elementos que apresentam extensões relativas positivas que aumentam com o carregamento. Tal facto deve-se à existência de deformações residuais resultantes do último ciclo de carga, com concavidade local em direcção ao interior e de amplitude suficientemente elevada para que a extensão de tracção devido ao aumento da curvatura local se sobreponha às extensões negativas devidas à compressão global do painel. No final desta fase alguns dos extensómetros apresentam variações próximas do valor da extensão de cedência.

Na segunda fase, que vai dos 14 aos 20mm, assiste-se a uma ampliação da taxa de crescimento das deformações fora de plano, acentuando-se o declive das curvas extensão deslocamento imposto.

A terceira fase é muito curta e coincide com o desenvolvimento do colapso global do painel associado a extensões que excedem largamente a extensão de

cedência, mais do que quinze vezes no caso do C16.

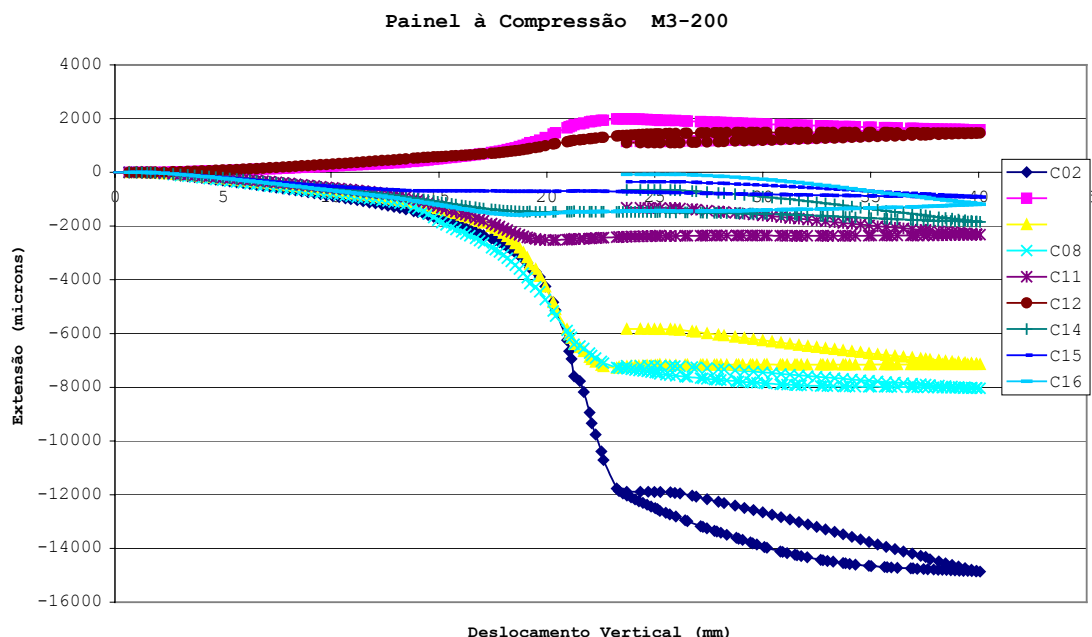


Figura 178 Medições nos nove extensómetros no painel à compressão do modelo M3-200 localizados a meio vão até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.

A quarta fase coincide com o regime pós colapso, dando-se uma grande estabilização das extensões ou mesmo algum decréscimo nos extensómetros C11, C16, C15 e C14. Os extensómetros C02 e C08 apresentam ainda crescimento das extensões devido ao facto de estarem localizados em zonas onde o colapso local continua em desenvolvimento, isto é, zonas muito próximas das rótulas plásticas.

A Figura 179 mostra a evolução das extensões nos nove extensómetros em análise até à carga máxima suportada pela estrutura. Nesta secção, as rótulas plásticas associadas às grandes deformações dão-se na zona esquerda da figura, com o desenvolvimento de uma semi onda virada ao exterior entre o bordo e o primeiro reforço, seguida de uma deformação em sentido contrário entre este reforço e o central, voltando a trocar de sinal nos reforços seguintes.

As extensões residuais são muito elevadas coincidindo praticamente com os valores máximos, descontando na melhor das hipóteses a extensão de cedência, Figura 255 no Anexo C. Isto significa que não houve lugar a grandes variações da geometria deformada durante o processo de descarga, libertando-se unicamente a

energia elástica acumulada.

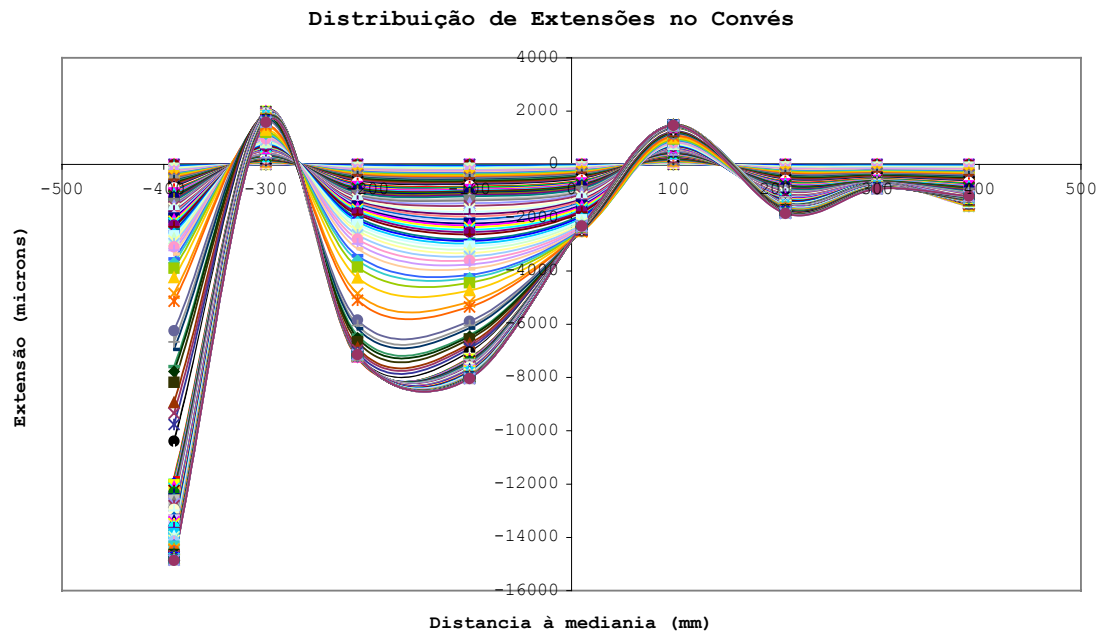


Figura 179 Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a meio vão até ao momento máximo suportado.

6.6.6.3 Estado dos reforços

Os extensómetros colocados a meio vão nos reforços foram quatro no total o que permitiu ler as extensões nos dois lados do reforço central através dos transdutores CR03 e CR04. A disponibilidade destas duas leituras permite calcular a tensão média através da espessura e saber a curvatura local da superfície do reforço. Os restantes dois extensómetros (CR00 e CR05) foram colocados em cada um dos outros reforços barra do mesmo lado do CR03.

Dadas as previsões de colapso do painel à compressão com deformações simétricas em reforços consecutivos, será de esperar uma boa coincidência entre as leituras dos extensómetros CR00, CR04 e CR05. De facto assim aconteceu como pode ser visto na Figura 180 até próximo da fase de colapso, notam-se uma grande coincidência do estado de carga.

O reforço mais à direita (CR05) perde eficácia mais cedo do que os restantes não apresentando uma inflação nas extensões o que só pode significar que houve uma falha local.

Um aspecto extremamente interessante diz respeito ao carregamento de compressão que se dá nos pontos onde estão colocados os extensómetros CR00 e CR04 durante a fase de descarga da estrutura; este carregamento local resulta do facto dos extensómetros estarem colocados do lado contrário à chaparia relativamente ao eixo neutro e dado o tipo de colapso obtido com o painel a deformar para o exterior. Assim na fase de pós colapso e em carga, as grandes deformações tendem a gerar tracção no topo da alma do reforço a qual se soma algebricamente à compressão imposta reduzindo drasticamente a extensão total. Em descarga, a redução desta tracção devida à flexão do reforço é superior à redução da compressão global aumentando o estado de extensão global. No extensómetro CR05 e em resultado do tipo e forma das deformações permanentes o processo de descarga faz-se normalmente tendendo para extensões cada vez menores.

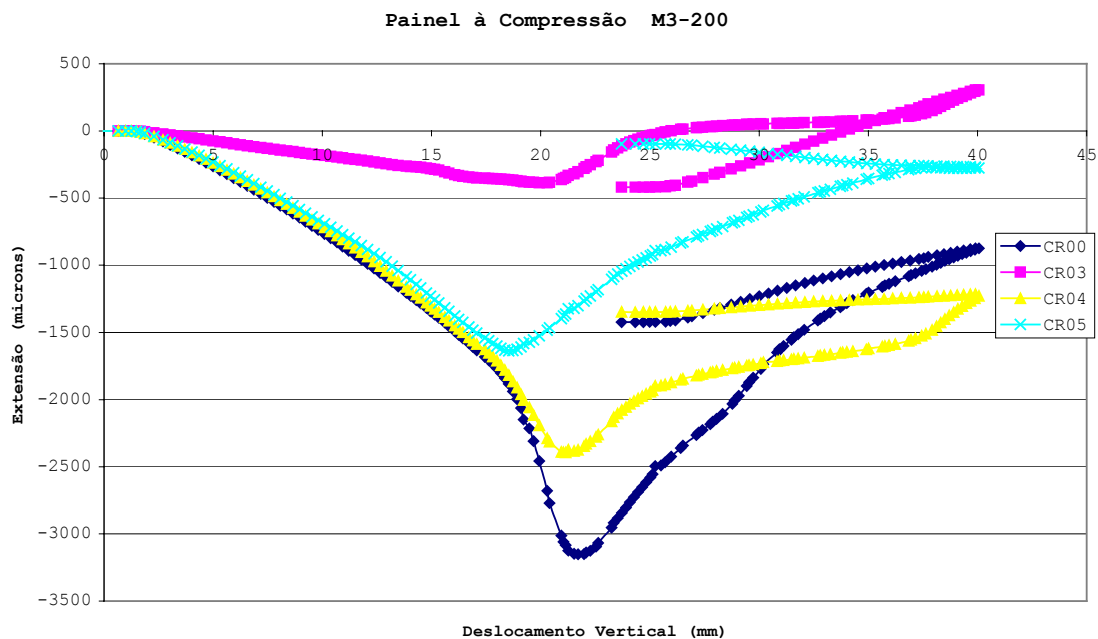


Figura 180 Medições nos extensómetros colocados nos reforços do painel à compressão do modelo M3-200 localizados a meio vão até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.

6.7 Resultados do ensaio do modelo M4-200

A viga em caixão M4-200 é a mais resistente das vigas ensaiadas tendo

servido de base ao dimensionamento das ligações aparafusadas e dos mordentes. A viga de transmissão de esforços à estrutura a ensaiar também se encontrava no limite de carga de serviço pelo que os deslocamentos globais da estrutura deveriam estar ampliados devido a toda a deformação elástica da estrutura de suporte. De facto os deslocamentos absolutos medidos no transdutor de controle excederam os valores medidos nos restantes ensaios, tendo-se dado o colapso para um deslocamento de 63mm, Figura 181, correspondente ao desenvolvimento de uma força de 609KN.

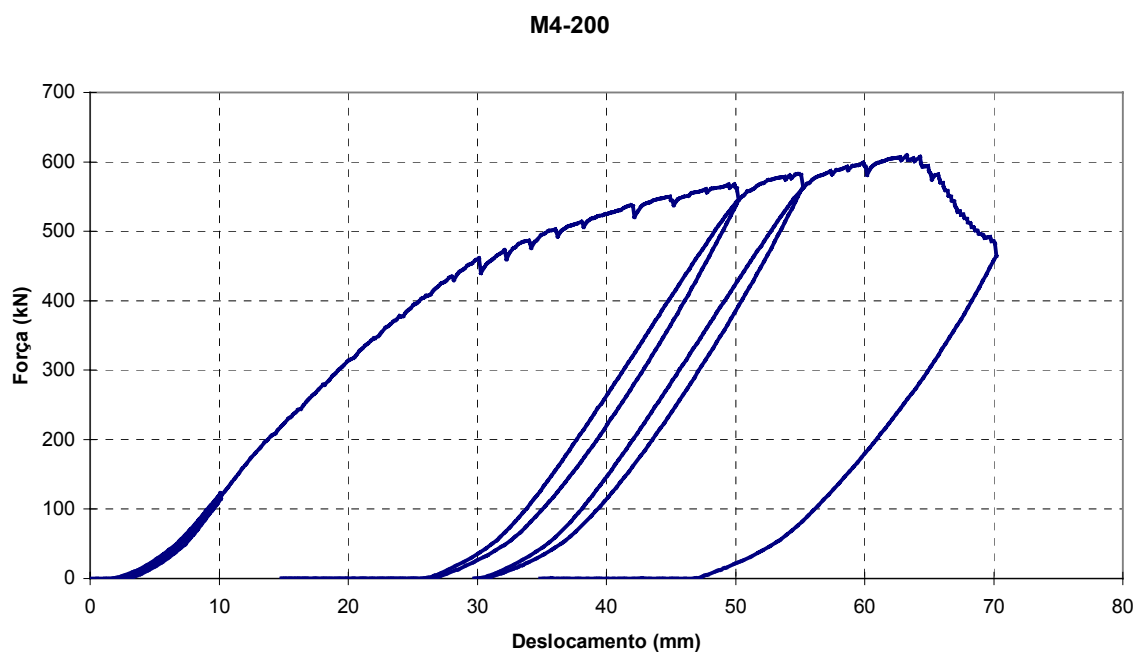


Figura 181 Curva força deslocamento nos quatro ciclos de carga do modelo M4-200

O serrilhado do gráfico corresponde aos pontos de paragem mais prolongados do ensaio e são característica típica de todos os ensaios o que permite concluir que durante o tempo de paragem a estrutura sofre um processo de acomodação, eventualmente através dum processo de transferência de tensões entre as zonas mais carregadas e as menos carregadas em resultado da existência de algum escoamento plástico a tensão constante nos pontos mais carregados seguido de um reajustamento de deformações.

6.7.1 *Instrumentação e descrição geral do ensaio*

No caixão M4-200 foram instalados sete transdutores de deslocamento localizados nas mesmas posições do restantes modelos e trinta extensómetros distribuídos pelos painéis de compressão, de tracção e um dos painéis laterais, além do transdutor de força e do deflectómetro de deslocamento global de controlo.

Foram executados quatro ciclos de carga e descarga com os mesmos objectivos dos descritos para o modelo M3-200, o primeiro até 10mm em regime elástico, os dois seguintes a 50 e 55mm em regime elastoplástico e o último passando o colapso até ao regime pós colapso como se pode ver na Figura 181.

6.7.2 *Relação entre o momento e a curvatura*

Tal como na análise dos resultados do modelo anterior, o momento é calculado a partir da força aplicada e a curvatura avaliada pelas medições efectuadas nos dois deflectómetros instalados para o efeito e que medem a flecha do ângulo de rotação entre as duas secções de ligação aos mordentes.

No presente ensaio um dos deflectómetros deixou temporariamente de fornecer informação relevante pelo que a análise dos resultados se baseia nas medições do segundo deflectómetro em vez de ser baseado na média dos dois. Convém no entanto salientar que a correlação entre os dois deflectómetros é bastante boa no domínio em que se dispõe de ambas as medições, com excepção para carregamentos muito baixos.

Na Figura 182 representa-se a correlação entre os deflectómetros durante o todo o ensaio tendo-se procedido a um reposicionamento dos transdutores durante as fases de paragem sem carga e sem reinicializar as leituras nos transdutores, o que justifica o facto das diversas curvas serem paralelas em vez de se sobreporem.

O primeiro ciclo de carregamento inicia-se na origem identificando-se uma curvatura inicial não nula e declive contrário à tendência geral o que fisicamente significa uma disparidade das curvaturas medidas em cada um dos extensómetros nessa fase. Esta disparidade é de tal forma grande que origina curvaturas iniciais

negativas nas medições de um dos deflectómetros, Figura 183.

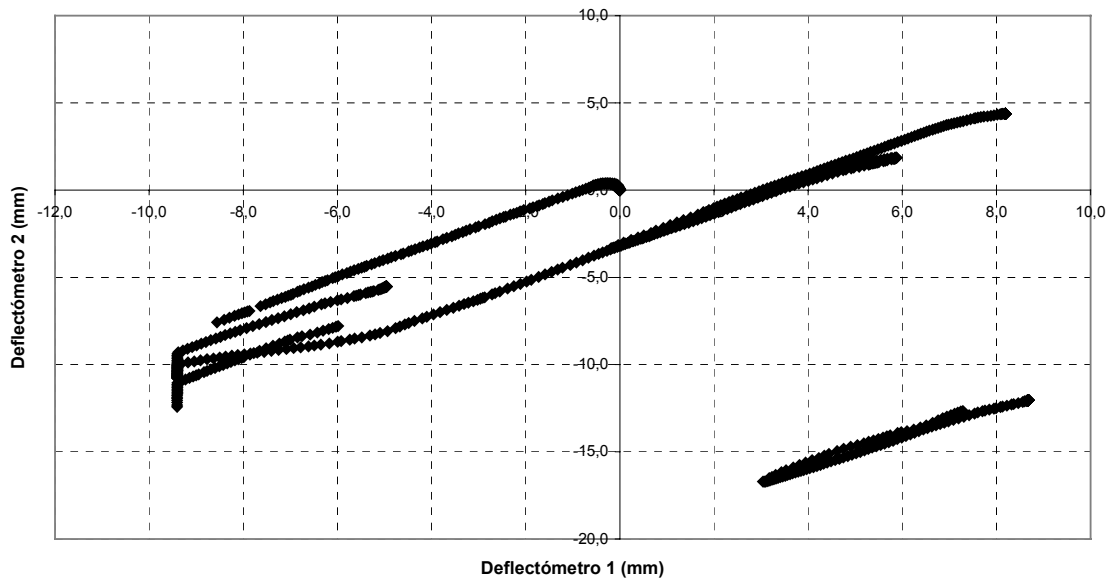


Figura 182 Correlação entre os deflectómetros de medição da rotação das secções.

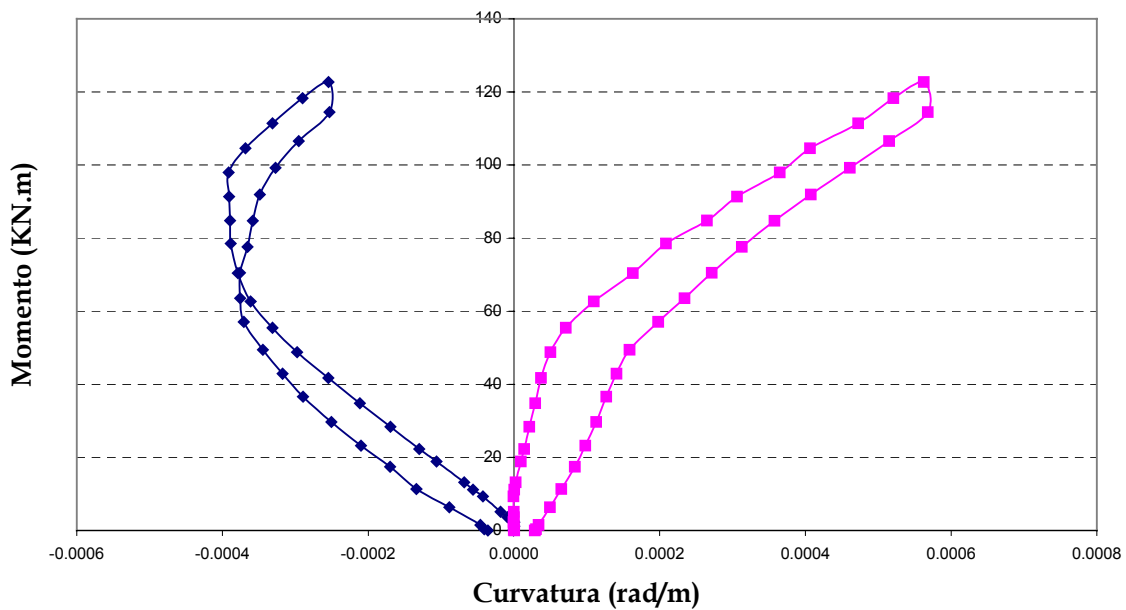


Figura 183 Curvas momento curvatura no 1º ciclo de carregamento medidas nos dois deflectómetros.

A razão pode ser de ordem diversa sendo de destacar como causas mais prováveis a forma assimétrica das imperfeições iniciais quer da chapa quer dos reforços capaz de gerar curvaturas contrárias na fase de carregamento leve da estrutura, uma ligeira assimetria na aplicação do carregamento ou tensões

residuais muito diferentes em lados opostos em resultado da sequência de soldadura e do processo de fabrico e montagem.

Passada esta fase de carregamento inicial leve a correlação passa a ser totalmente linear não havendo aumento da rotação transversal entre as secções durante a fase de pré colapso. A parte vertical do gráfico corresponde à inoperacionalidade do deflectómetro 1 por ter excedido o percurso disponível.

No 1º ciclo de carregamento os resultados estão bastante condicionados pela rotação transversal da viga caixão a que corresponde de facto uma torção da mesma até determinada altura, a partir da qual a dependência entre os dois transdutores passa a ser linear e unitária. No final do primeiro ciclo geram-se curvaturas residuais a que corresponde também uma rotação transversal residual ou permanente.

A Figura 184 mostra os diversos ciclos de carga a que se submeteu a estrutura tendo-se retirado as curvaturas residuais existentes no início de cada ciclo. As quatro primeiras curvas utilizam os dados do deflectómetro que esteve sempre operacional apresentando-se também as curvas resultantes da informação do deflectómetro 1 nos dois ciclos em que foi possível obter informação credível.

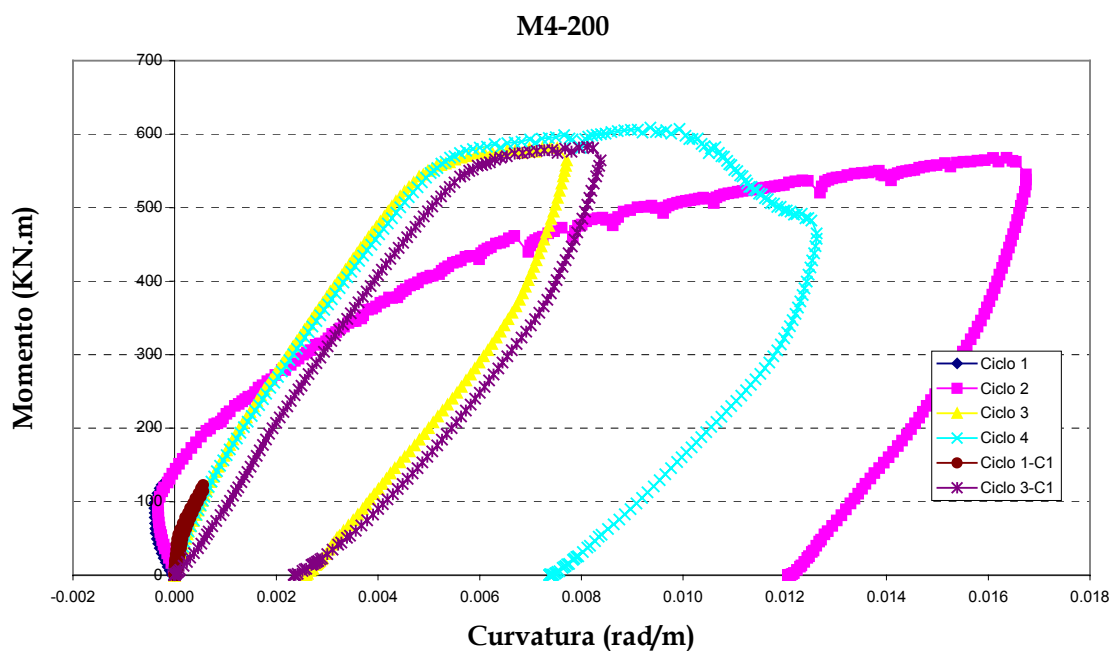


Figura 184 Curva momento curvatura medidas no deflectómetro 2 para os quatro ciclos e comparação com a curva medida no deflectómetro 1 em dois ciclos.

Se no 1º ciclo não existiu praticamente dissipação de energia, restando pouca informação à parte a peculiaridade do retrocesso da curvatura de um dos lados e a existência de uma rotação transversal residual, o 2º ciclo caracteriza-se por forte dissipação de energia medida através da área abaixo da curva. É graficamente evidente a existência de duas zonas distintas: a primeira que vai até cerca dos 460 KNm em que a dissipação de energia se dá predominantemente nas faixas em tracção resultantes das tensões residuais; a segunda vai deste ponto até ao fim do ciclo e apresenta um declive menor, portanto menor rigidez, e deverá resultar do desenvolvimento de deformações plásticas permanentes afectando globalmente a estrutura. Mais uma vez a paragem por breves instantes do ensaio naquele ponto de carregamento foi determinante na fixação de uma deformação permanente não tendo sido necessário descarregar a viga para que se gerasse memória daquela paragem através da alteração do módulo estrutural tangente.

A coincidência da parte quasi-linear das curvas do terceiro e quarto ciclos medidas com o deflectómetro 2 mostra que depois de se ter levado a estrutura a determinados níveis de carga em que os fenómenos elastoplásticos globais se sobrepõem aos aspectos particulares, deixa de fazer sentido considerar o efeito das tensões residuais. Existe, no entanto, uma pequena rigidez acrescida no terceiro ciclo relativamente ao quarto, porque o terceiro ciclo vai gerar deformações permanentes superiores às aquelas com que se iniciou, isto é, as 'imperfeições iniciais' do quarto ciclo são superiores às do terceiro apesar de apresentarem o mesmo modo de deformação o qual foi fixado por deformação plástica nos primeiros ciclos. Estas 'imperfeições' mais elevadas tornam a estrutura tridimensional ligeiramente mais flexível.

O paralelismo entre as duas curvas construídas com a informação de deflectómetros diferentes para o terceiro ensaio, mostram que a partir do ponto em que se fixou a rotação transversal devida a alguma assimetria, esta torção deixa de ter importância podendo ser ignorada.

Se ao invés se considerar a curvatura absoluta desde o início do ensaio, Figura 185, verifica-se que:

1. a curvatura de colapso obtida para este modelo mais espesso é

bastante elevada,

2. a histeresis é acentuada e dissipa bastante energia,
3. a descarga não afecta muito o posterior carregamento da estrutura para além do máximo anterior, desde que o modo de deformação esteja estabilizado,
4. a fase de pós colapso apresenta um descarregamento bastante acentuado,
5. a curvatura residual pós colapso é muito elevada.

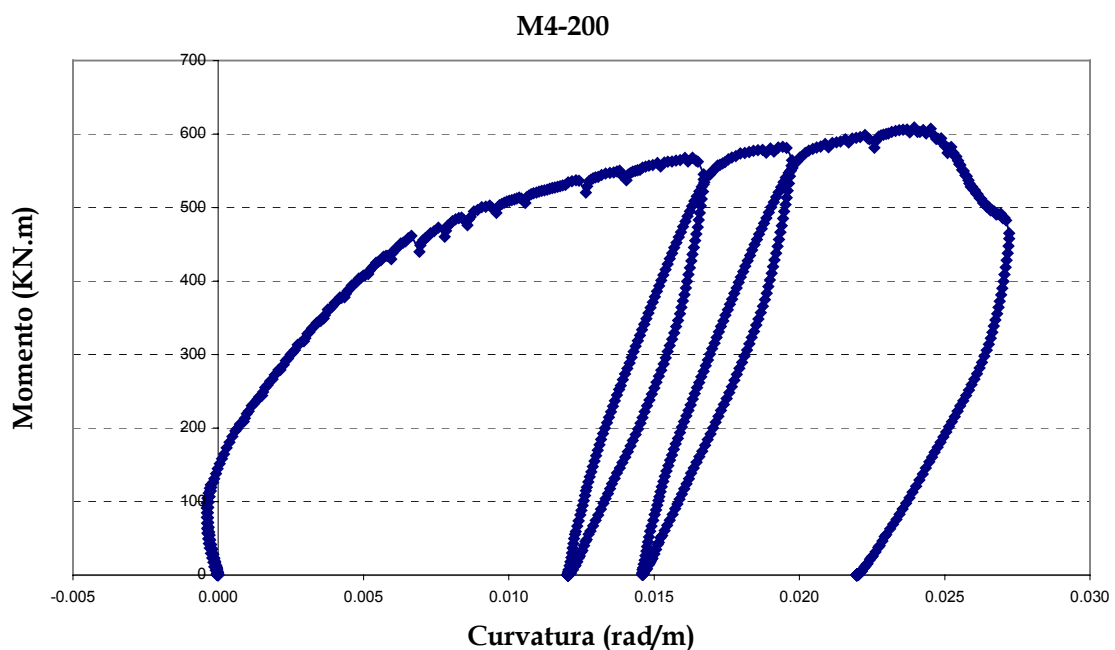


Figura 185 Curva momento curvatura absoluta medida no deflectómetro 2.

Um aspecto peculiar da descarga dos modelos nos diversos ciclos é a existência de duas zonas completamente distintas em termos de rigidez:

1. uma descarga inicial com módulo praticamente constante e muito semelhante ao módulo inicial de carga, que abrange uma zona entre 150 e 180 KNm,
2. uma zona com módulo muito mais suave até à descarga total também com valor aproximadamente constante.

Estes aspectos serão tratados com mais detalhe da secção seguinte.

6.7.3 Módulo estrutural tangente

Efectuaram-se estimativas do módulo estrutural tangente em função da curvatura imposta em cada ciclo, tendo-se separado as situações de carga das de descarga e calculou-se ainda o módulo tangente para a região de pós colapso, Figura 186.

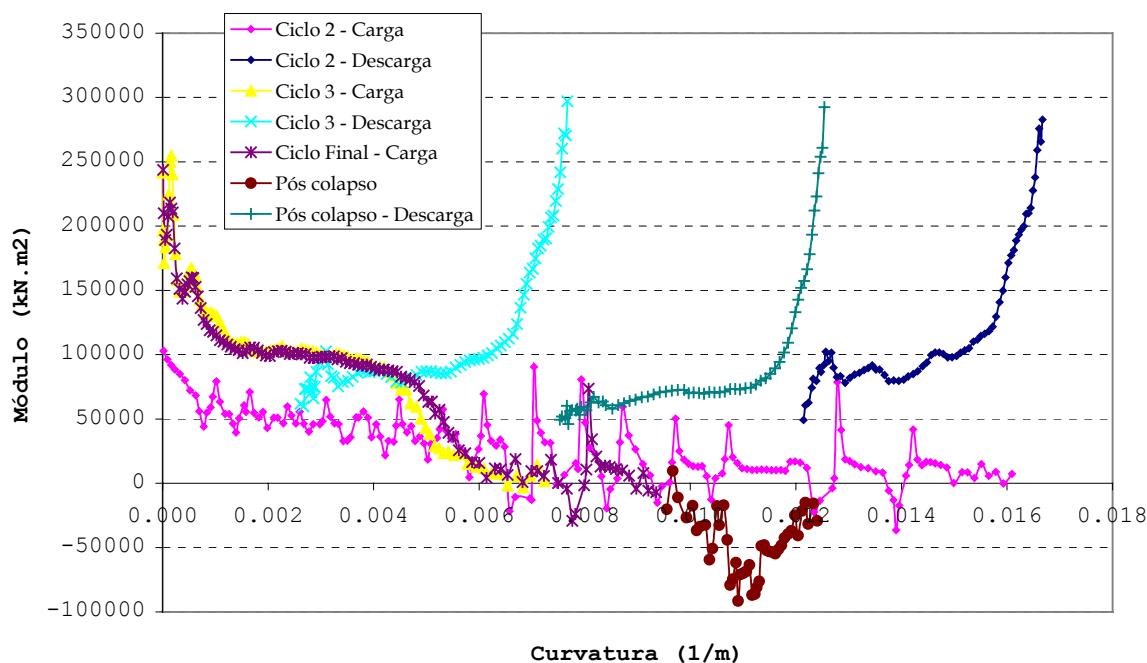


Figura 186 Módulo estrutural tangente da viga caixaão M4-200

6.7.3.1 Módulo tangente em carga

Os gráficos do módulo estrutural em situação de carga apresentam dois tipos de ciclos muito distintos. O ciclo 2 em que as tensões residuais e o seu alívio constituem uma forma importante de dissipação de energia caracterizando a natureza eminentemente elastoplástica da curva momento curvatura e fazendo com que o módulo tangente apresente valores reduzidos e tendencialmente decrescentes. Os ciclos 3 e final tem comportamento similar em termos da curvatura relativa ao início do ciclo, podendo sobrepor-se quase perfeitamente as duas curvas.

Neste segundo grupo podem considerar-se três regiões muito diferentes. Uma inicial a baixa curvatura com valores do módulo bastante elevados, ultrapassando os 200 MNm² e de tendência decrescente acentuada. Apresenta uma

curta zona de estabilidade em torno dos 160 MNm^2 sensivelmente igual ao valor do módulo estrutural teórico que é de 166 MNm^2 . A segunda zona é um patamar a módulo sensivelmente constante entre os 100 e os 80 MNm^2 correspondente ao módulo típico da estrutura depois de aliviadas parcialmente as tensões residuais e em que o comportamento é elástico quase linear. Finalmente, depois de atingido o momento máximo do ciclo anterior dá-se uma redução drástica do módulo tangente directamente relacionada com a entrada em regime elastoplástico com desenvolvimento progressivo da deformada de colapso e fixação da mesma pela sua irrecuperabilidade devido às deformações plásticas permanentes tanto na chaparia como nos reforços.

É esta fixação da forma da geometria da deformada dos vários painéis constituintes do caixão que caracteriza os ciclos do primeiro grupo em que o alívio de tensões residuais por deformação plástica são importantes.

6.7.3.2 Módulo tangente em descarga

A forma da dependência do módulo tangente relativamente à curvatura em descarga é semelhante em todos os ciclos identificando-se duas regiões: uma imediatamente a seguir a se ter imposto a curvatura máxima com módulo muito elevado, superior a 280 MNm^2 , que decai rapidamente com a diminuição da curvatura até se atingir um patamar entre os 80 e 100 MNm^2 , ou seja cerca de um terço do valor inicial.

Na Figura 187 alteraram-se as abcissas subtraindo a curvatura relativa actual da curvatura máxima atingida nesse ciclo podendo-se ver que o módulo dos ciclos anteriores ao colapso se sobrepõem quase perfeitamente, enquanto que o módulo do ciclo de descarga posterior ao colapso segue inicialmente os outros mas o patamar encontra-se para valores inferiores do módulo devido à baixa rigidez da estrutura muito deformada. Para melhor compreensão destas grandes deformações que modificam a geometria em regime após colapso mostra-se a deformação residual da viga em caixão no final do ensaio, Figura 188.

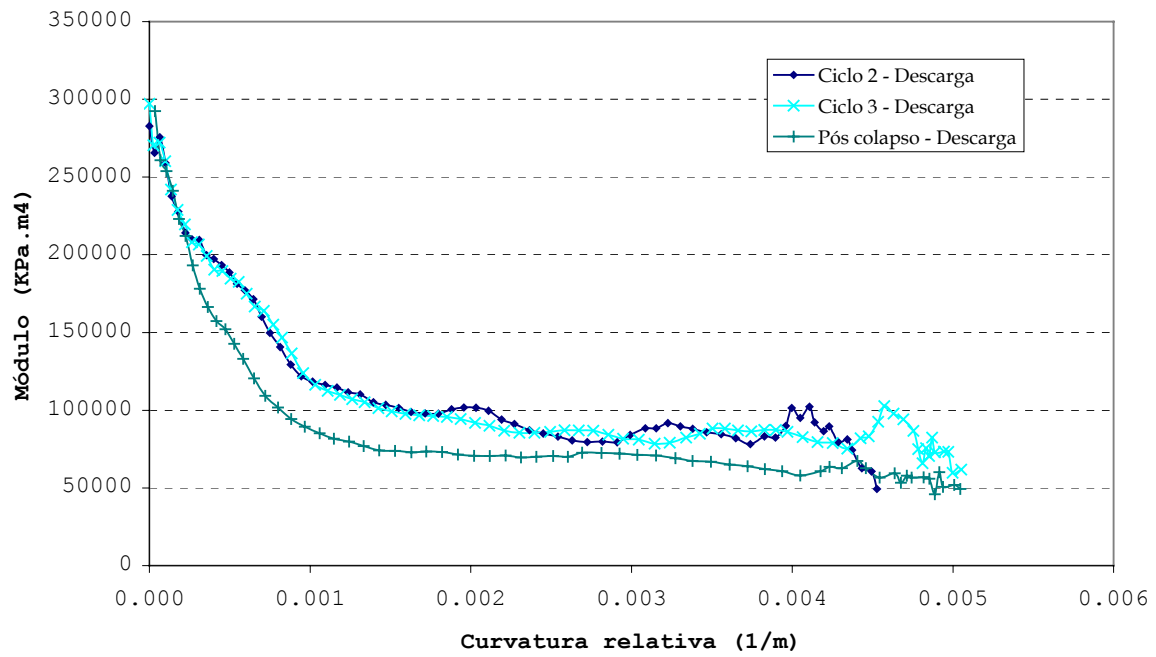


Figura 187 Módulo tangente em descarga em função da curvatura relativa à curvatura máxima.

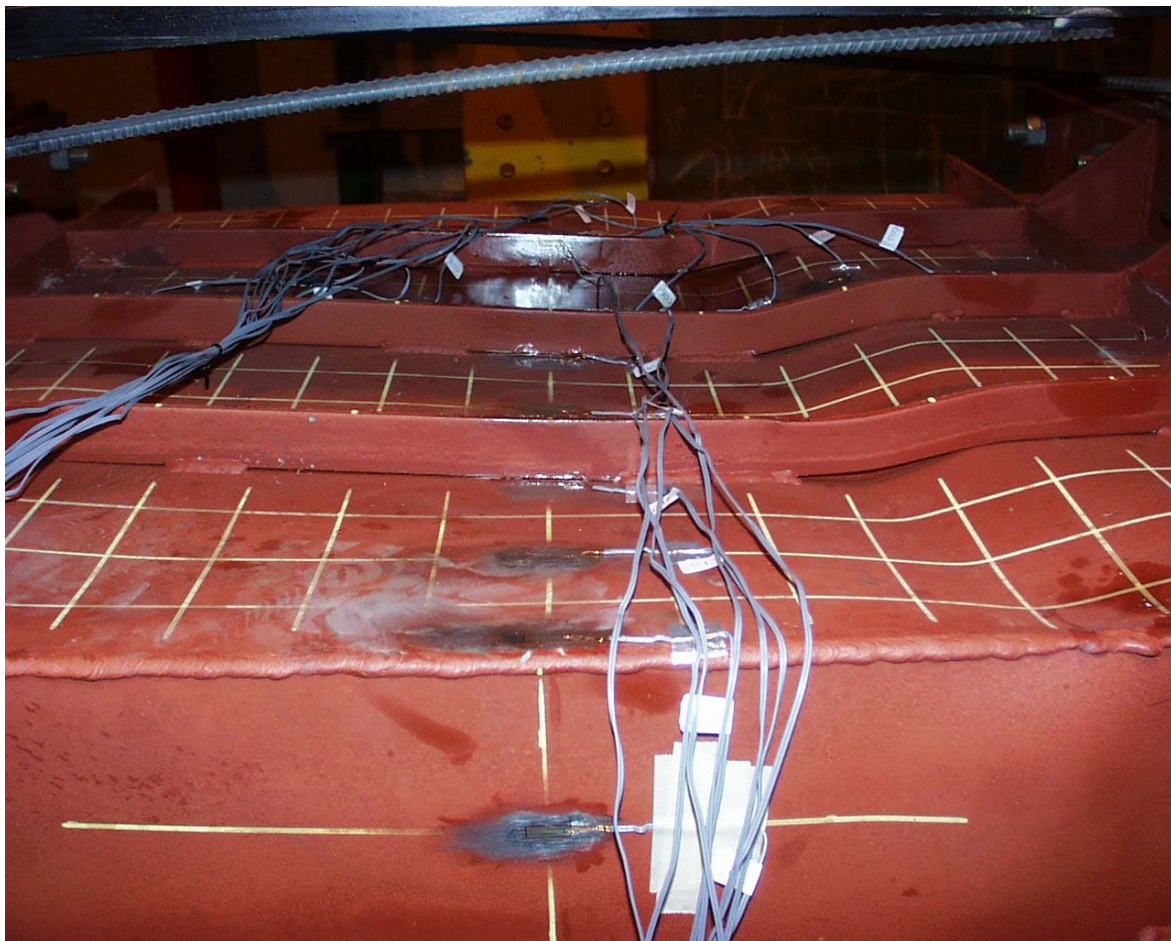


Figura 188 Colapso do painel do modelo M4-200 em compressão.

6.7.3.3 Módulo tangente em regime pós colapso

O comportamento após colapso é caracterizado por ter um módulo tangente negativo. Na análise sobre o comportamento de uma estrutura torna-se importante do ponto de vista da resistência não só conhecer o valor máximo do momento suportado como também se o colapso se dá de forma abrupta ou avisada. Esta última característica pode ser definida através do módulo tangente.

Na Figura 186 está representada a variação do módulo tangente com a curvatura sendo de notar que o módulo máximo nesta fase (40 MNm^2) toma valores da ordem de grandeza do módulo tangente em regime elástico com deformação desenvolvida e estabilizada.

Significa isto que este modelo, apesar de ser construído com painéis de elevada esbelteza apresenta uma descarga bastante rápida para curvaturas um pouco superiores às de colapso. Esta fase deverá corresponder ao desenvolver de grandes deformações plásticas nos reforços, como se pode ver pela grande deformação vertical dos reforços na Figura 188. Segue-se-lhe uma fase de deformação mais ou menos estabilizada em que o módulo tangente regressa a valores negativos substancialmente menores em valor absoluto.

6.8 Resultados do ensaio do modelo M2-200

Esta viga caixão é a mais esbelta desta primeira série de ensaios em que se variou essencialmente a esbelteza da placa apesar de se ter tido o cuidado de garantir que a esbelteza de coluna se mantivesse em valores aceitáveis e em concordância com as práticas normais de construção.

6.8.1 *Relação entre o momento e a curvatura*

Tal como nos modelos anteriores os resultados obtidos no ensaio do caixão M2-200 apresentam uma relação entre a força aplicada e o deslocamento imposto bastante suave, Figura 189, com um máximo absoluto a 13 mm a que corresponde a força máxima aplicada de 173 kN.

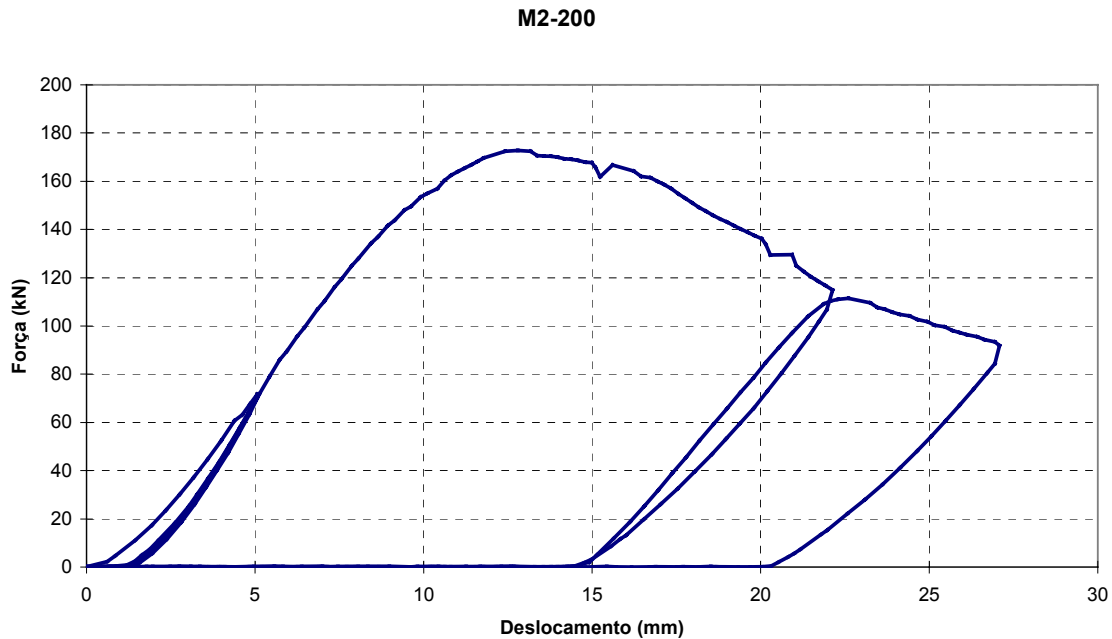


Figura 189 Curva força deslocamento imposto do modelo M2-200

A sequência dos diversos ciclos de carga e descarga mostra que a única consequência destes ciclos é a dissipação de tensões residuais e a absorção de energia por histeresis. A suavidade de início do carregamento seguida de algum endurecimento para forças maiores não tem correspondência na curva momento curvatura representada na Figura 190, deduzida a partir desses dados e utilizando como auxiliar os deflectómetros de controlo de ângulo global.

6.8.1.1 Primeiro e segundo ciclos de carga

No primeiro ciclo de carga aplicou-se um deslocamento máximo de 5mm tendo sido necessário aplicar um momento de 72 KNm, que se revelou corresponder a 42% da capacidade de carga máxima da viga à flexão pura. Três aspectos importantes merecem especial referência:

1. a rotação transversal do modelo que é proporcional à diferença de curvaturas medidas nos dois deflectómetros,
2. a verticalidade da curva momento curvatura média, $M(C)$, entre os 20 e os 60 KNm,
3. o aumento da curvatura no início da descarga do modelo.

Relativamente à rotação transversal relativa entre as duas faces de controlo

e a que se pode chamar com mais propriedade torção da viga, esta aparece num estágio inicial, reduzindo-se substancialmente a partir dos 50KNm e voltando a atingir valores importantes na fase de descarga. Dado o seu quase completo desaparecimento na fase de maior carga é legítimo concluir que esta rotação não se deve a assimetrias de carga mas a rearranjos internos da geometria das imperfeições da estrutura durante a fase de inicial de carga por alívio de tensões residuais.

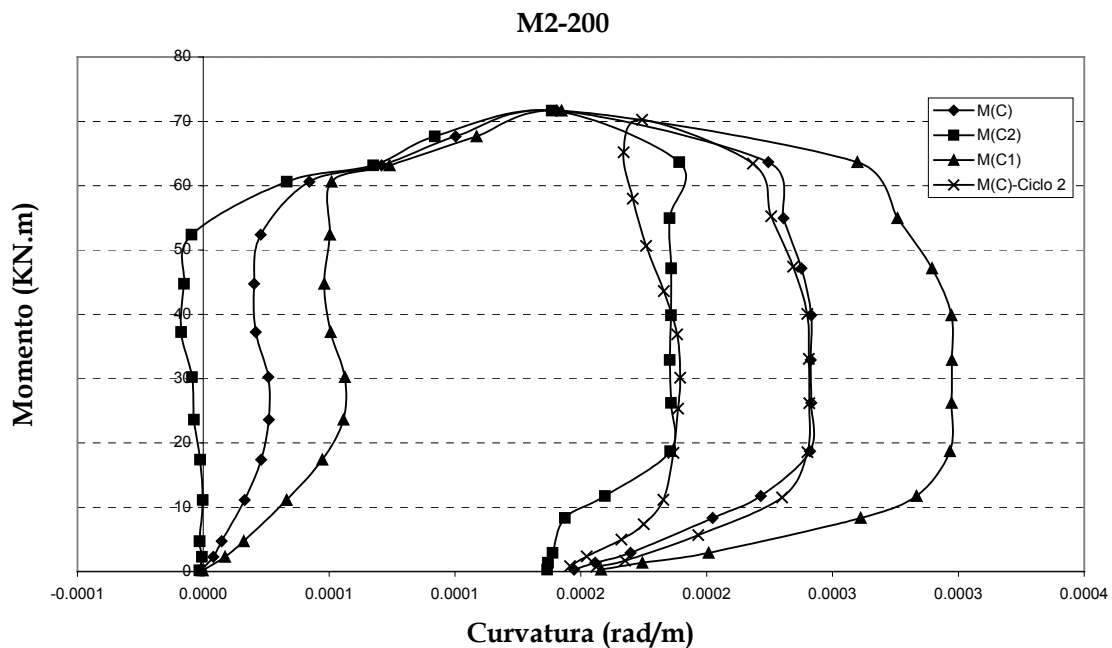


Figura 190 Curva momento curvatura do 1º ciclo de carga do caixão M2-200.

Os restantes dois pontos já foram comentados durante a análise dos modelos anteriores e as razões para este comportamento parecem ser as mesmas.

A análise do segundo ciclo de carga quando comparada com o primeiro ciclo permite concluir que as curvas de carga e de descarga são bastante parecidas tendo desaparecido a zona central do primeiro ciclo onde se deu maior dissipação de energia por plastificação local. O módulo estrutural médio da viga neste segundo ciclo de carga é 2800 MNm².

6.8.1.2 Ciclo de carga máxima

O ciclo de colapso apresenta duas regiões distintas no domínio de pré colapso como se pode ver na Figura 191: na primeira parte e até à carga máxima

do ciclo anterior, o comportamento é em tudo semelhante ao do segundo ciclo como resultado de não se terem desenvolvido quaisquer deformações plásticas nesse ciclo por se ter repetido a carga máxima do primeiro ciclo, havendo pois reversibilidade em todas as deformações; a segunda parte engloba toda a restante zona até ao colapso assistindo-se a uma redução progressiva da rigidez da secção até ao colapso. A perda de rigidez deve-se quer ao alívio das tensões residuais quer a deformações elasto-plásticas associadas a perda de efectividade das placas com desenvolvimento de grandes deformações fora do plano dos painéis.

A perda de capacidade de carga depois do colapso é, neste modelo, bastante suave a qual está associada uma grande absorção de energia. A descarga apresenta duas regiões distintas tais como os modelos M3-200 e M4-200, pelo que a natureza do processo deverá ser a mesma e válida para todos.

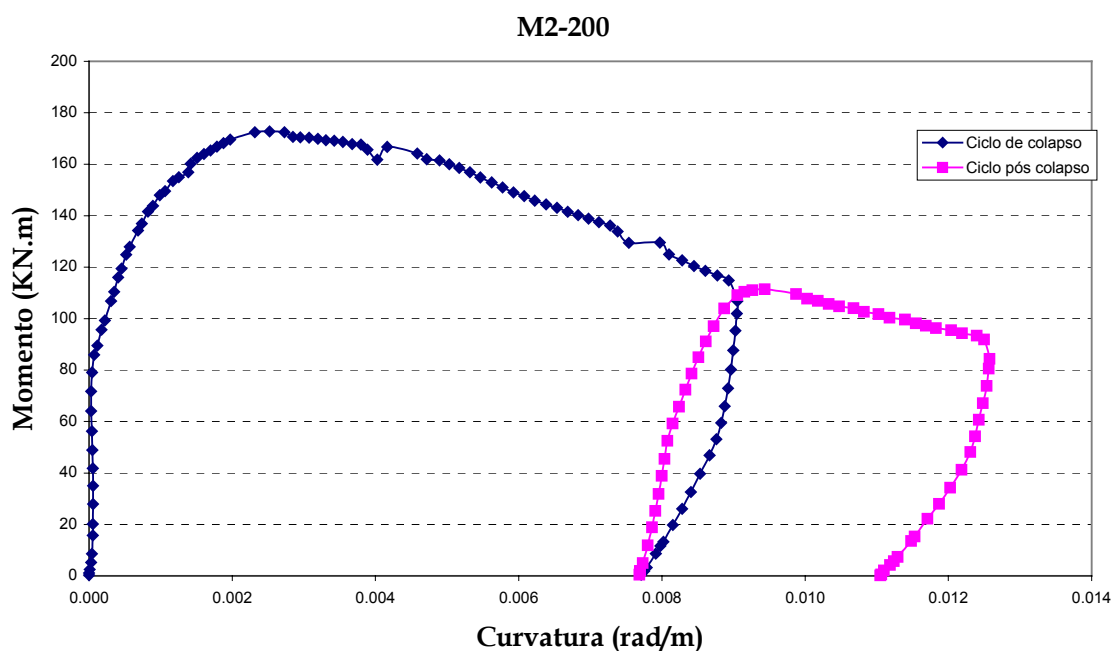


Figura 191 Curva momento vs. curvatura para os ciclos de colapso e de pós colapso no modelo M2-200.

A deformação da região em compressão na fase de colapso está representada na Figura 192. É visível a ruína de um dos reforços na região de ausência de soldadura e identifica-se perfeitamente que a ruína global se deve à instabilidade dos elementos de placa. As deformações induzidas no painel lateral pelo colapso do painel superior são também bastante elevadas.



Figura 192 Deformada durante o colapso do modelo M2-200 vista de lados opostos.

O comprimento de onda dominante na ruína da placa é aproximadamente de 250mm (5x50mm), a que corresponde um m de 6,4 o qual é bem superior à razão de dimensões da placa ($\alpha=4$). Confirma-se pois os resultados obtidos para a resistência de placas onde se concluiu que a resistência mínima é obtida para modos de colapso superiores ao modo crítico ($m=\alpha$). A razão entre o comprimento da semi-onda de colapso e a largura da placa associada é de 0,625.

6.8.1.3 Ciclo de carga da estrutura danificada

Na mesma Figura representa-se ainda a resposta da estrutura danificada sendo possível identificar as seguintes características da curva:

1. A curva ascendente tem inicialmente uma zona com o mesmo declive do início da descarga do ciclo anterior,
2. a segunda parte da curva ascendente tem um declive bastante inferior e da mesma ordem de grandeza do módulo da fase final de carga;
3. devido aos dois factos anteriores, a curva em regime elastoplástico de pós colapso é retomada sensivelmente no mesmo ponto onde se iniciou a descarga do ciclo anterior.
4. A nova taxa de redução de carga em pós colapso é inferior à anterior.
5. A nova descarga garante a manutenção das duas regiões já mencionadas mas os módulos de rigidez são mais reduzidos em consequência de uma maior deformação da geometria.

6.8.1.4 Módulo estrutural

Não tendo existido grandes deformações permanentes no primeiro e segundo ciclos que fixassem a geometria definitiva em termos de desenvolvimento das deformações, o ciclo de colapso apresenta inicialmente os mesmos problemas dos anteriores na fase até 70 KNm, pelo que não se procedeu à sua representação gráfica.

A partir do momento em que se ultrapassa aquele ponto, as deformações permanentes estabilizam a geometria da deformada, estabilizando-se também o valor do módulo tangente, ver Figura 193, apesar de apresentar uma tendência decrescente até se anular no colapso.

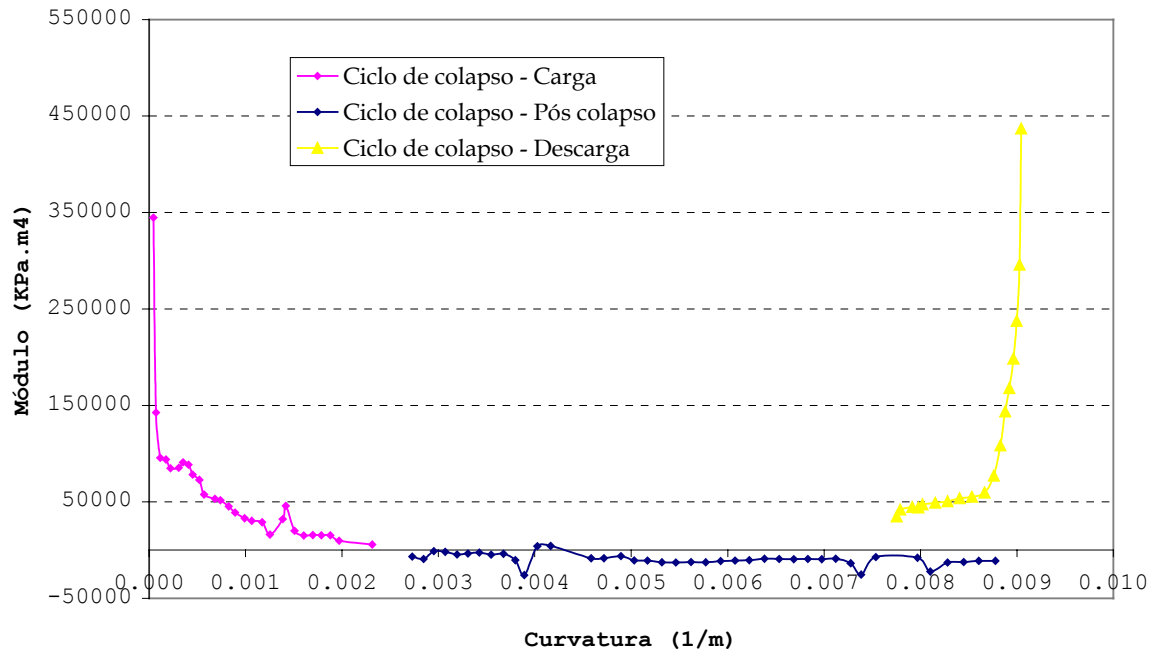


Figura 193 Módulo tangente no ciclo de colapso do modelo M2-200.

O módulo estrutural tangente em regime pós colapso é praticamente constante, oscilando o seu valor em torno dos -10MNm^2 .

Durante a retirada de carga a situação é em tudo semelhante à analisada no modelo M4-200, sendo válidas, também para este modelo, as razões então invocadas.

6.9 Resultados do ensaio do modelo M3-150

O modelo M3-150 é o primeiro modelo da segunda série vigas em caixaão. Nesta série de dois modelos variou-se o espaçamento entre longitudinais mantendo-se a espessura constante, obtendo-se elementos de placa sucessivamente mais espessos.

Em ambos os modelos, M3-150 e M3-100, a estrutura longitudinal é construída em chapa de aço de 3mm e a altura dos longitudinais é de 20mm. Os modelos são de duplo vão com um espaçamento entre balizas de 400mm. O comprimento total do modelo é de 1000mm dada a existência de duas zonas de transição com 100mm de comprimento cada em ambos os extremos do modelo.

6.9.1 Relação entre o momento e a curvatura

A relação entre a força aplicada e o deslocamento imposto encontra-se representada na Figura 194. Identificam-se a existência de vários ciclos iniciais seguidos de um carregamento até para além do colapso da estrutura, tendo-se atingido o colapso com um deslocamento máximo absoluto de 17 e 19 mm a que corresponde a força máxima aplicada de 328 kN em ambos os casos. A primeira fase de colapso dá-se por rearranjo local e por uma ligeira quebra de resistência, sendo seguida de um suave aumento da capacidade de carga até se atingir o mesmo valor de momento e a partir desse ponto a capacidade de carga da viga caixão decresce de forma suave mas irregularmente.

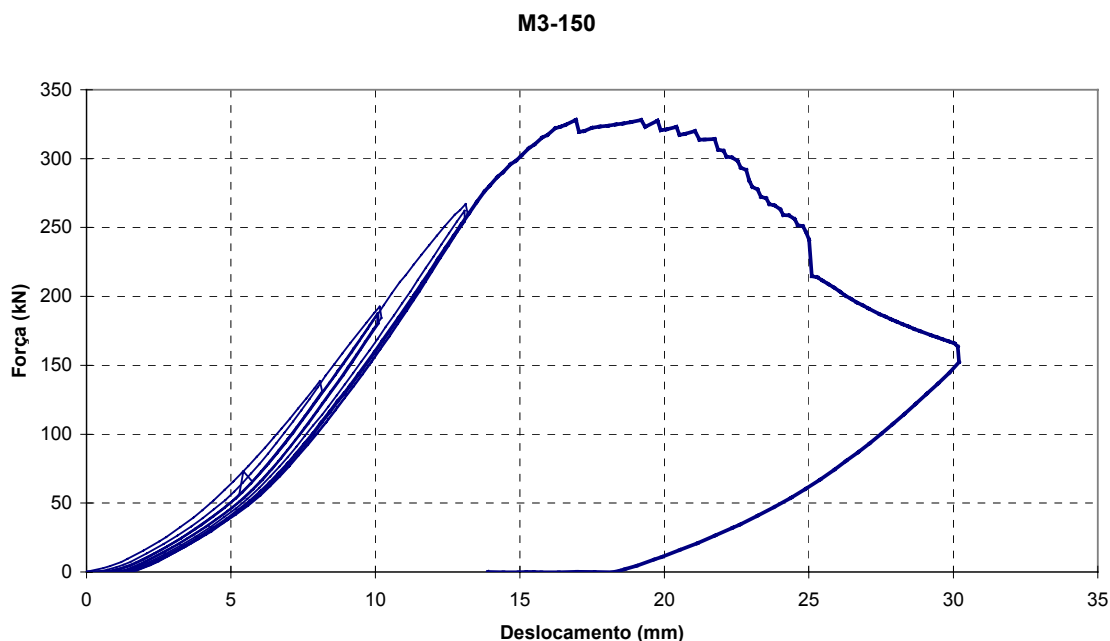


Figura 194 Curva força deslocamento imposto do modelo M3-150

A cerca de 25mm de deslocamento vertical imposto e já bem dentro da região de pós-colapso dá-se uma quebra mais acentuada da resistência, passando o decréscimo de resistência à flexão a ser muito mais suave e estável.

6.9.1.1 Ciclos de carga iniciais

No primeiro ciclo de carga aplicou-se um deslocamento máximo de 8mm tendo sido necessário gerar um momento de 139 kNm, Figura 195.

Seguiram-se três ciclos idênticos até 10 mm de deslocamento vertical

através dos quais foi possível observar que a partir do momento em que se executa um ciclo até determinado valor do momento com o consequente alívio de tensões residuais e dissipação de energia sob a forma de deformação plástica, todos os carregamentos subsequentes até esse nível apresentam uma resposta elástica da estrutura com deformações totalmente reversíveis. Esta conclusão pode ser retirada da total concordância dos terceiro e quarto ciclos em que não existe aumento da curvatura residual, sendo esta igual à curvatura residual do segundo ciclo à mesma carga. A diferença na curva de carga entre o segundo ciclo por um lado, e os terceiro e quarto por outro, resulta do alívio de tensões residuais e consequente rearranjo das imperfeições iniciais.

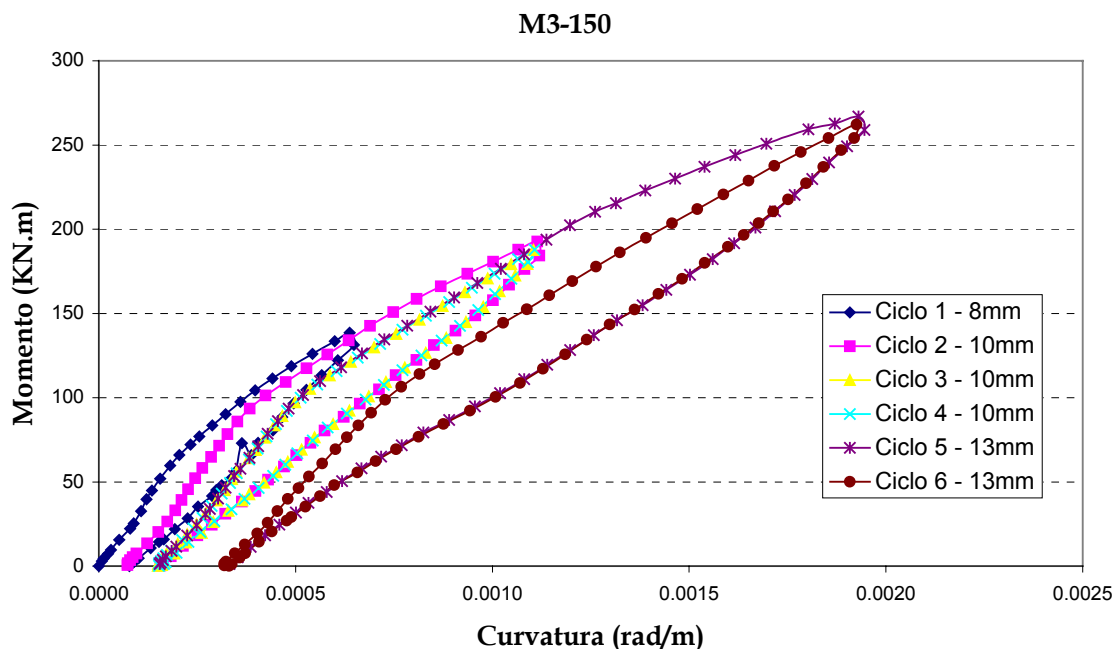


Figura 195 Curva momento curvatura dos ciclo de carga iniciais do caixão M3-150.

A comparação da resposta do quinto e sexto ciclos a carga máxima substancialmente maior confirma as afirmações anteriores, apesar de estes ciclos corresponderem a um carregamento muito próximo do carregamento máximo suportado pela viga caixão, mais precisamente 81,4% do momento máximo.

6.9.1.1.1 Módulo estrutural tangente

Relativamente à evolução das curvas de carga, é notória alguma flutuabilidade inicial na rigidez da viga em caixão nos primeiros dois ciclos de

carga. Estas variações iniciais a baixa curvatura tendem a desaparecer com a estabilização das imperfeições iniciais devidas ao alívio de tensões, apresentando os restantes ciclos uma rigidez a baixa curvatura praticamente invariável. Nos ciclos de repetição, 4 e 6, nos quais não se dá dissipação de energia por alívio de tensões residuais, observam-se a existência de duas zonas distintas em termos do módulo estrutural tangente: a inicial com um módulo médio de 240MNm^2 e que se prolonga até ao momento flector imposto de 106KNm ; a segunda, praticamente rectilínea também, com um módulo estrutural tangente médio de 135MNm^2 , cerca de metade do anterior mas muito próximo do módulo estrutural estimado de 144MNm^2 .

É curioso reparar mais uma vez que a mudança de valor do módulo estrutural corresponde a um momento muito próximo do valor do momento flector máximo no primeiro ciclo de carregamento. Levanta-se, pois, novamente a questão da memória da estrutura relativamente aos primeiros carregamentos em que são aliviadas as tensões residuais e fixadas definitivamente as imperfeições iniciais.

6.9.1.1.2 Rotação transversal

A rotação transversal do modelo existe na fase inicial de carga, havendo uma relação de proporcionalidade não unitária entre as curvaturas medidas num e no outro lado da viga caixão. Para lá desta fase inicial em que se dá uma torção do modelo, a rotação adquirida mantém-se praticamente inalterada nestes ciclos de pré colapso, como pode ser visto na Figura 196.

Os momentos correspondentes aos pontos em que a rotação transversal deixa de aumentar são precisamente os pontos onde o módulo estrutural tangente reduz substancialmente o seu valor, isto é, os pontos com momento muito semelhante ao momento máximo do primeiro ciclo de carga.

6.9.1.2 Ciclo de carga máxima

O ciclo de colapso apresenta no domínio de pré colapso três regiões distintas, como se pode ver na Figura 197, das quais as duas primeiras já foram descritas na secção anterior e a última, que se inicia à carga máxima do ciclo

anterior até ao colapso, apresenta perda de rigidez acentuada devido ao comportamento elastoplástico da estrutura nesta fase de carregamento elevado e ao dissipar dos resíduos de tensões residuais não aliviadas anteriormente.

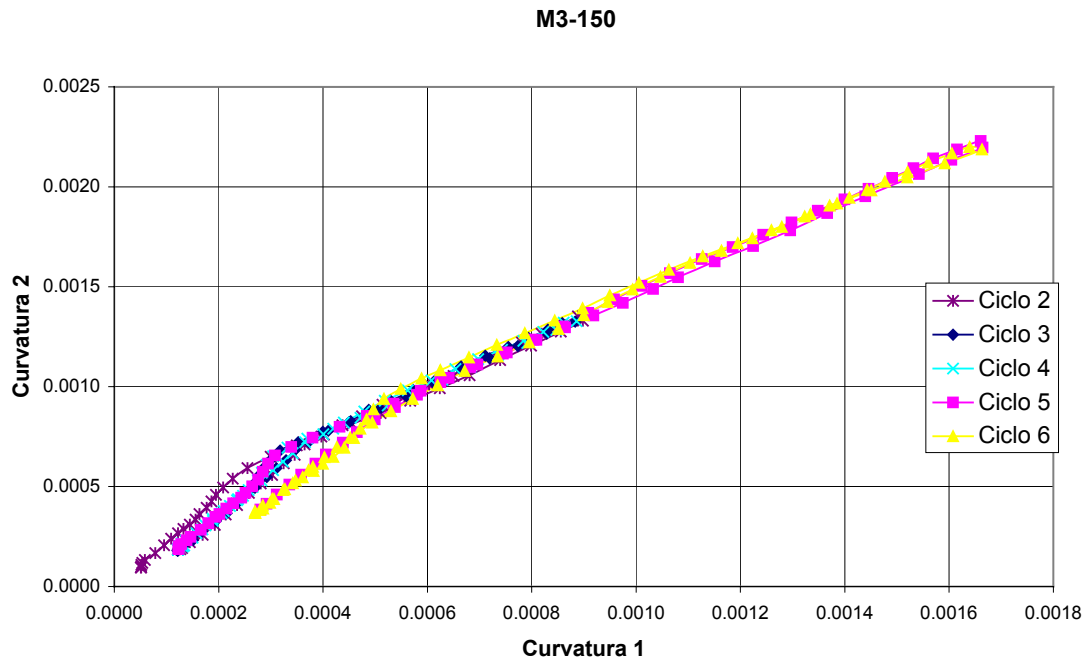


Figura 196 Relação entre as curvaturas medidas pelos diferentes deflectómetros colocados em lados opostos da viga caixão M3-150

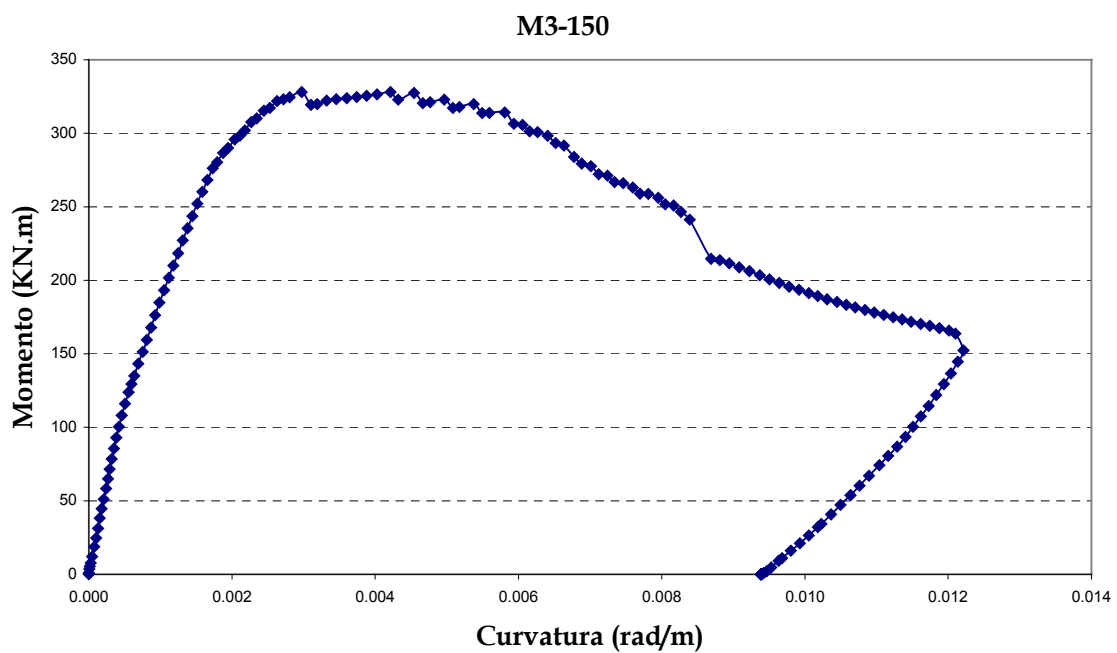


Figura 197 Curva momento versus curvatura para os ciclos de colapso e de pós colapso no modelo M3-150.

A viga resiste a um momento máximo praticamente constante durante uma vasta gama de curvaturas em que o aumento das mesmas é acompanhado pelo desenvolvimento de grandes deformações e de dissipação de energia por deformação plástica.

A fase de pós colapso apresenta alguma irregularidade inicial na relação entre o momento e a curvatura, tornando-se a descarga muito mais regular a partir da curvatura em que se dá uma quebra acentuada do momento. Esta quebra deverá estar relacionada com uma paragem mais prolongada do ensaio a 25mm de deslocamento vertical, dando-se um processo semelhante ao já descrito para os outros modelos, com aumento da curvatura e diminuição do momento durante a paragem.

6.9.1.2.1 *Módulo estrutural tangente*

O módulo estrutural tangente no ciclo final apresenta características muito semelhantes às dos ciclos a carga intermédia, já comentados anteriormente. Apresenta uma rigidez inicial de cerca de 240kNm², reduzindo-se depois para metade a uma curvatura de 0,0003 rad/m e estabilizando numa vasta gama de curvaturas até ser atingido o ponto de carga do ciclo anterior. Para lá desse ponto inicia-se o processo de perda de rigidez em resultado do alívio de tensões residuais e desenvolvimento de deformações. Repare-se na Figura 198 a semelhança da perda de rigidez entre o ciclo 4 e o ciclo final depois de ultrapassado o ponto de carga do ciclo anterior. No gráfico as curvaturas são relativas à curvatura residual do ciclo anterior de forma a mostrar a consistência entre as curvas.

É notória a coincidência entre o ciclo 6 e o final, o que interpretado conjuntamente com o ciclo 4 permite concluir que as tensões residuais e o seu alívio contribuem especialmente para o desenvolvimento de uma curvatura residual e para a fixação de uma deformação residual, tornando a relação momento curvatura mais suave durante os ciclos de alívio de tensões, em que se excede a carga máxima anterior.

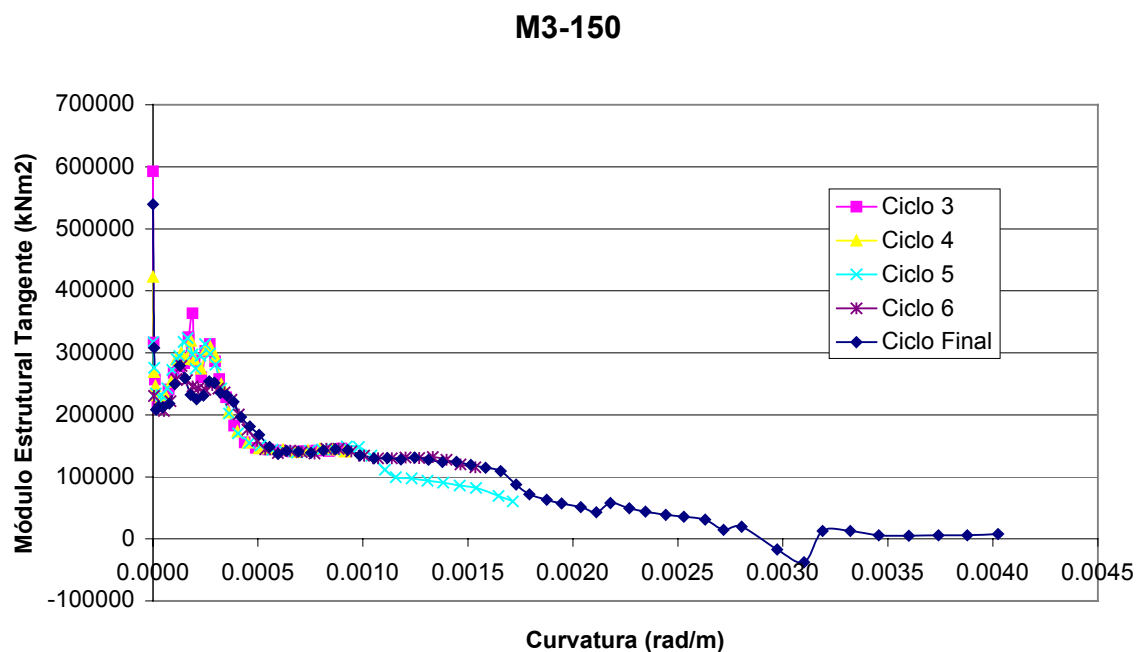


Figura 198 Módulo tangente na fase de carga dos diversos ciclos do modelo M3-150. A curvatura residual dos ciclos anteriores foi retirada no eixo das abcissas.

6.10 Resultados do ensaio do modelo M3-100

Esta viga em caixão tem os elementos de placa mais espessos, isto é, com uma esbelteza de placa menor, podendo ser incluídos no grupo das placas muito espessas, $b/t=33$. Tal como a viga em caixão anterior, a soldadura dos reforços à placa é executada alternadamente de um lado e outro do reforço com sobreposição nos extremos de forma a garantir total apoio da placa pelo reforço e vice-versa.

6.10.1 Relação entre o momento e a curvatura

Esta viga em caixão foi a única das cinco vigas ensaiadas que apresentou um colapso bastante súbito e ruidoso, acompanhado por uma descarga que reduziu a sua resistência para cerca de dois terços do valor máximo atingido, como pode ser observado na Figura 199 entre os 27 e 28mm de deslocamento vertical.

O ensaio inclui quatro ciclos de carga: dois em regime de pré colapso, a 10 e 14mm de deslocamento global vertical imposto; um ciclo que inclui o colapso da viga; e um ciclo de avaliação da resistência residual após colapso.

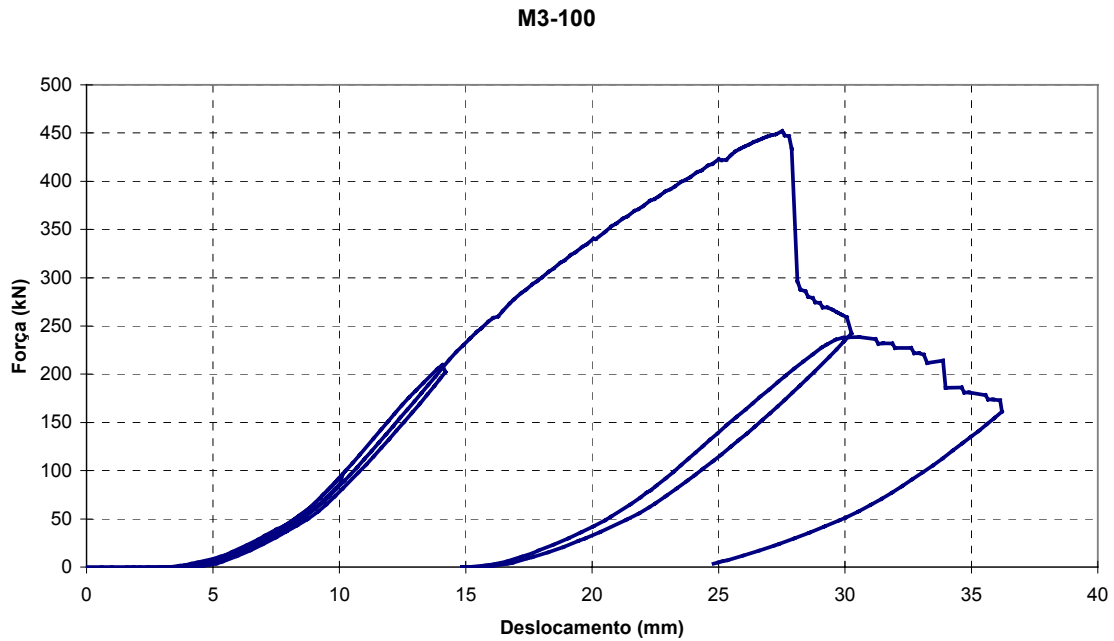


Figura 199 Curva força deslocamento imposto do modelo M3-100

A relação entre o momento e a curvatura mostra claramente que a perda de resistência a deslocamento vertical constante tem uma correspondência com um aumento de curvatura acentuado imediatamente a seguir a se ter atingido o momento máximo, ver Figura 200.

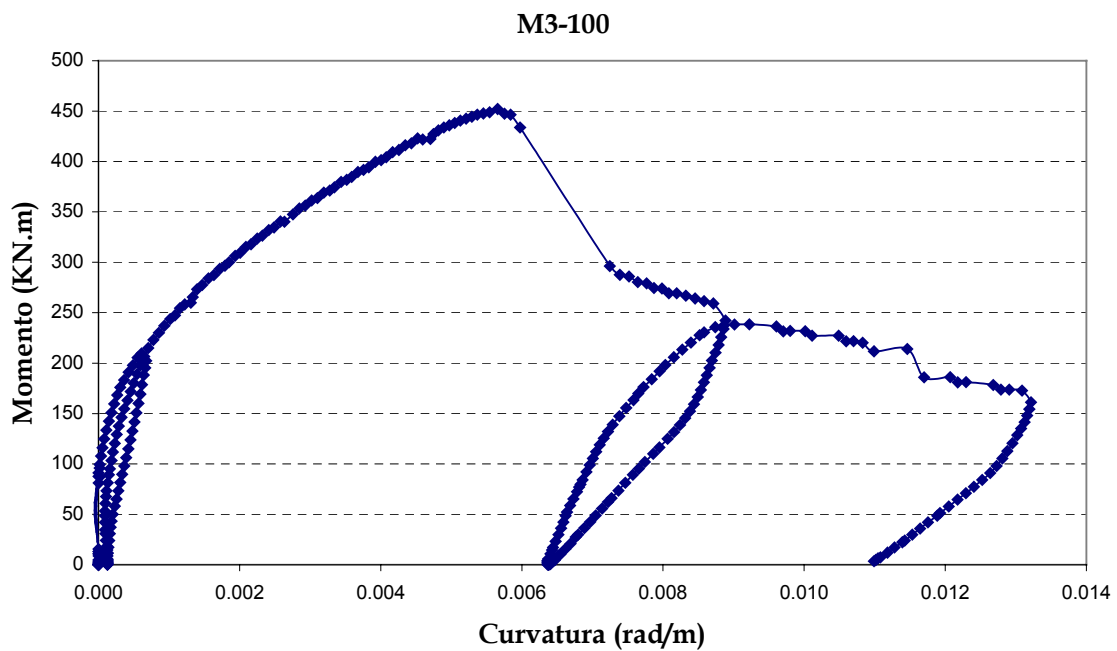


Figura 200 Curva momento vs. curvatura do ensaio do modelo M3-100.

Na região de pré colapso observa-se uma variação de rigidez com o módulo estrutural tangente a diminuir suavemente até que abruptamente se torna negativo no ponto de colapso. Não se nota, pois, o patamar mais ou menos extenso detectável nos restantes modelos de viga em que o módulo estrutural tangente se anulava praticamente.

De resto o colapso desta viga caixão foi o único dos cinco modelos ensaiados que se mostrou bastante ruidoso, tendo-se ouvido um estalido muito forte a acompanhar a perda de resistência e o aumento abrupto de curvatura. Este modo de colapso está normalmente associado a mudanças no modo de deformação dos elementos de placa ou mais genericamente a alterações substanciais na geometria de deformação de todo o painel em compressão, com a passagem instantânea a modos de deformação energicamente mais baixos. Este fenómeno já foi referenciado no estudo das placas e placas reforçadas e é normalmente identificado pelo termo inglês 'snap-through'.

O momento flector máximo atingido eleva-se a 452KNm para uma curvatura absoluta de 0,00566 rad/m. Em termos comparativos o modelo M3-150 atingiu o colapso a uma curvatura de 0,0033 rad/m mantendo-se o momento flector sensivelmente próximo de 328KNm até à curvatura absoluta de 0,0049 rad/m. A única diferença entre as duas vigas em caixão reside no diferente espaçamento entre reforços longitudinais com o consequente pequeno aumento da área transversal e das restantes características geométricas.

6.10.1.1.1 *Módulo estrutural tangente*

Tal como em um dos modelos anteriormente analisados, o modelo M3-100 mostrou um comportamento anormal na relação entre o momento e a curvatura para baixos valores de ambas grandezas. Para este comportamento inicial anómalo que tem repercussões directas na estimativa e cálculo do módulo estrutural tangente não foi encontrada uma justificação credível podendo no entanto procurar-se em duas direcções: a primeira já foi referenciada no modelo que apresentou as mesmas características e está relacionada com os arranjos internos de geometria a carregamentos baixos que só estabilizam após o alívio de tensões

internas; o segundo está relacionado com os problemas resultantes da manufactura e montagem dos provetes, os quais originam uma série de rearranjos em termos de locais de contacto nas ligações entre os modelos e os mordentes.

Este segundo aspecto foi previsto na fase de concepção do conjunto e na escolha dos locais de medição indirecta das curvaturas tendo sido colocados os deflectómetros em locais previsivelmente não carregados da estrutura. No entanto, por mau contacto inicial entre as duas superfícies de ligação, é possível o desenvolvimento de rotações em uma delas apesar da espessura elevada destas zonas; estas rotações, a acontecerem, teriam maior impacto a baixo carregamento imediatamente antes do encosto total das superfícies resultantes do próprio carregamento. Por esta razão só se apresenta os resultados calculados do módulo tangente a partir desta estabilização, Figura 201.

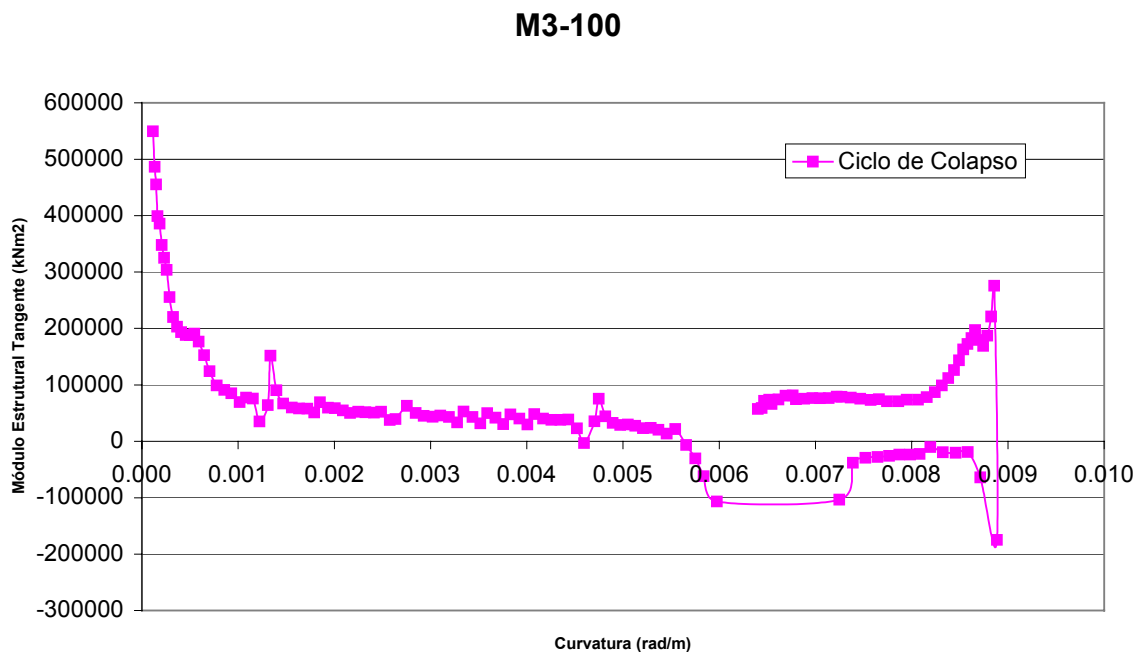


Figura 201 Módulo estrutural tangente no ciclo de colapso do modelo M3-100.

Distinguem-se claramente quatro zonas de comportamento diferenciado: uma zona inicial bastante rígida que termina num pequeno patamar a 0,0004rad/m de curvatura com um módulo aproximadamente de 200MNm², seguida de uma queda abrupta para valores inferiores a metade daquele, a cerca de 80MNm², onde se inicia a segunda zona de módulo estável mas monótona e

suavemente decrescente até valores da ordem dos 20MNm^2 a curvaturas da ordem $0,0055\text{ rad/m}$; a terceira região inclui o colapso e um patamar de módulo negativo suavemente decrescente em valor absoluto mas de ordem de grandeza semelhante ao módulo antes do colapso, isto é, variando entre os -30 e os -20MNm^2 ; a quarta e última zona corresponde à descarga da estrutura após colapso e repete aproximadamente a primeira e segunda zonas mas em sentido inverso, isto é, o módulo estrutural tangente no início da descarga toma valores ligeiramente inferiores a 200MNm^2 num curto patamar, caindo rapidamente para metade desse valor e mantendo-o até à descarga total da viga caixaão. A Figura 202 mostra mais claramente a existência destas quatro zonas de comportamento ao relacionar o módulo estrutural tangente com o momento flector.

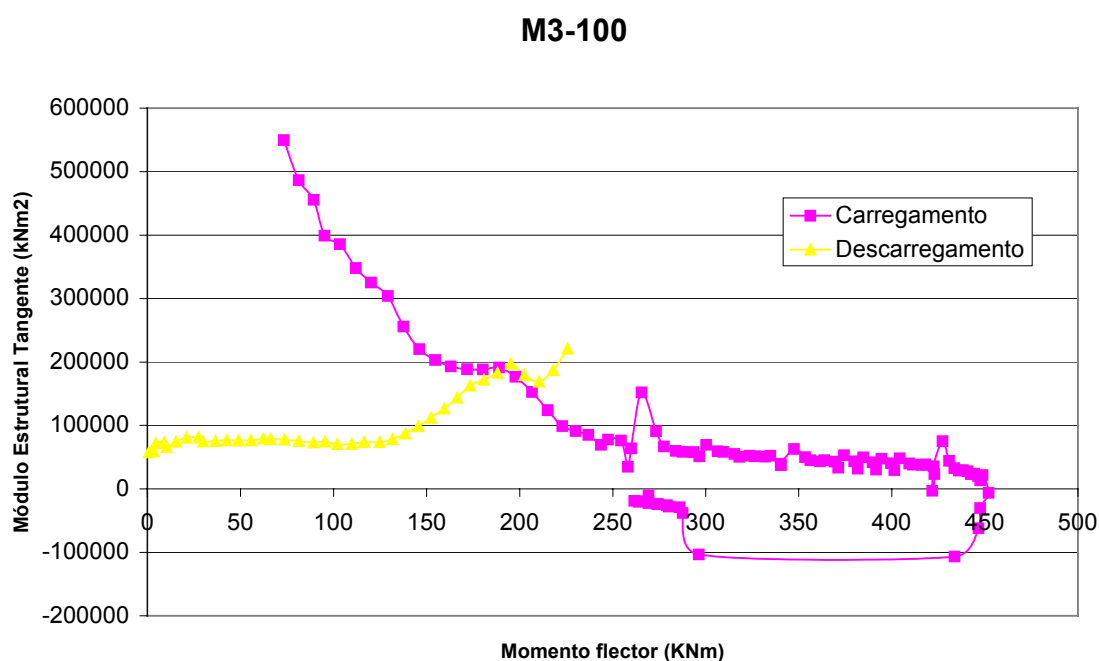


Figura 202 Módulo estrutural tangente vs. Momento flector do modelo M3-100.

As duas flutuações que aparecem no segundo patamar a momentos mais elevados correspondem a paragens mais prolongadas do ensaio na aplicação do deslocamento imposto e são típicas dessas paragens como já foi mencionado e referenciado nos restantes ensaios, sendo neutras em média relativamente ao módulo estrutural.

6.11 Considerações finais

Os ensaios de vigas em caixão sob a acção de flexão pura descritos neste Capítulo permitiram obter informação detalhada sobre o comportamento estrutural daquele tipo de estruturas e mostraram também que existem alguns aspectos colaterais e não devidamente identificados ou estudados anteriormente que podem afectar o desempenho global das estruturas similares.

A metodologia adoptada na execução dos ensaios pretendia essencialmente atingir dois objectivos. O primeiro refere-se à identificação do nível de tensões residuais e à análise das suas implicações na curva momento-curvatura. O segundo relaciona-se com a obtenção da curva de comportamento ideal de uma estrutura real soldada.

O primeiro objectivo foi completamente satisfeito com a execução de ciclos prévios de carga e descarga, conduzindo à apresentação de dois métodos de determinação do nível de tensões residuais por via indirecta no próprio provete do ensaio. A vantagem destes métodos é clara pois está-se a medir as tensões residuais directamente na estrutura em estudo em vez de se estar a criar provetes que tentam reproduzir as condições de manufactura.

As implicações das tensões residuais no comportamento da estrutura foram identificadas tendo-se concluído que a grandeza mais afectada é o módulo estrutural, havendo simultaneamente uma espécie de memória da estrutura relativamente aos ciclos intermédios de alívio de tensões.

Relativamente ao segundo objectivo, a obtenção da curva de comportamento ideal a partir de uma estrutura soldada, só parcialmente foi atingido através da execução de ciclos de alívio de tensões. Este resultado já era esperado porque o carregamento cíclico impunha sempre o mesmo tipo de curvatura e como tal só os painéis do fundo sofreram o processo de alívio de tensões residuais, continuando estas presentes no painel superior. O resultado global consiste em obter uma curva momento-curvatura próxima da ideal a baixas curvaturas mas que mantém a influência das tensões residuais nos painéis em compressão afectando a relação momento-curvatura na fase de colapso.

A variação do módulo estrutural tangente com a curvatura é muito elevada

em todos os ensaios e não pode ser justificada exclusivamente pelos erros e incertezas experimentais. A interpretação desta variação aponta como causas prováveis a fixação de deformações permanentes por plastificação local no processo de alívio de tensões residuais as quais degradam muito a efectividade dos elementos da estrutura com o carregamento. Esta degradação da efectividade é previsível nos painéis em compressão mas não o é nos painéis em tracção.

Estes ensaios mostraram que a perda de efectividade dos painéis em tracção é significativa obtendo-se variações de extensão a meio do painel que chegam a ser metade da variação de extensões nos bordos junto ao costado. As variações das extensões no final dos ciclos de carga prévios permanecem sempre positivas indicando um aumento substancial do comprimento do painel. A principal causa deste conjunto de resultados parece ser a falta de apoio vertical do painel em tracção a meio. No entanto só a execução de um ensaio numa viga em caixão com suporte vertical centrado e não efectivo longitudinalmente poderia confirmar esta justificação.

A análise do modo de ruína dos modelos conduz à conclusão que este depende fortemente do tipo, geometria e arranjo da soldadura entre a chapa e o reforço. Nos três primeiros modelos que foram soldados de forma alternada descontínua, o colapso da placa apresenta as maiores deformações nas zonas sem soldadura.

No modelo M3-200 a configuração pós colapso mostra o desenvolvimento das deformações conducentes ao colapso dos elementos de placa na zona de intervalo entre soldaduras. O colapso global é obtido por dobragem de todo o reforço, deslocando-se paralelamente a si próprio, situação impossível de acontecer caso a soldadura fosse contínua.

No modelo M4-200 a deformada residual da placa percorre todo o painel superior através das zonas não soldadas o que faz com que o modo de colapso da placa seja substancialmente diferente do esperado. Em ambos os casos a resistência máxima da placa e da placa reforçada são afectadas e, conseqüentemente, tanto o momento último como o comportamento pós colapso são diferentes dos que seriam obtidos com soldadura contínua. No modelo M2-200

os dois problemas resultantes da descontinuidade da soldadura aparecem simultaneamente como se pode ver na Figura 203.



Figura 203 Deformações permanentes no final do ensaio do modelo M2-200.

Todos os modelos apresentaram um colapso suave com exceção do M3-100 no qual a falha ocorreu subitamente, de forma ruidosa e acompanhada de uma grande descida da capacidade de carga. O nível de resistência obtido foi superior ao esperado neste modelo, como se verá no capítulo de comparação de resultados, mas pode ser perfeitamente compreendido atendendo à influência das imperfeições iniciais da placa e do reforço na resistência dos painéis em compressão.

Finalmente é de referir a possível alteração nos resultados por paragem mais prolongada do ensaio numa situação de carga elevada, isto é, próxima do limite de carga do modelo. Dá-se como exemplo os casos dos modelos M4-200 e M3-150 por corresponderem a situações diferentes. Em ambos a última paragem

ocorreu na fase de colapso. No reinício do deslocamento imposto o modelo M4-200 apresentou um módulo tangente acrescido e o momento máximo atingido foi superior ao que seria de esperar pela tendência antes da paragem. No modelo M3-150 a diminuição de carga característica das paragens não foi recuperada observando-se um longo patamar de resistência praticamente constante na curva momento-curvatura.

Capítulo 7 Comparação de Resultados Numéricos e Experimentais

O critério de comparação dos resultados obtidos segue genericamente a lógica de comparar os resultados previstos pelo método de dimensionamento utilizado com os resultantes da correcção às características reais dos materiais usados, Anexo D - Ensaio de Tracção, e finalmente com os resultados obtidos nos ensaios dos modelos de viga caixa.

7.1 Momento flector máximo suportado

A avaliação e comparação das características de resposta mecânica de estruturas tridimensionais à flexão requer o conhecimento prévio das características do material e do detalhe da geometria da estrutura. A Tabela 32 resume os parâmetros principais necessários à caracterização estrutural dos diversos modelos e dos painéis em compressão correspondentes.

Valores nominais	M4-200	M3-200	M2-200	M3-150	M3-100
Área seccional total(dm ²)	1,130	0,984	0,656	0,912	0,924
Momento de inércia (dm ⁴)	8,33	6,86	4,31	5,94	6,05
Módulo resistente (dm ³)	2,87	2,29	1,44	2,07	2,14
Eixo neutro elástico (mm)	309	300	300	313	317
Esbelteza da placa β (projectada)	1,69	2,25	3,38	1,69	1,13
Esbelteza do reforço λ (projectada)	0,86	0,78	1,11	1,09	1,00
Razão de dimensões	4	4	4	2,67	4
Esbelteza da placa β (real)	1,92	1,97	2,90	1,92	1,28
Esbelteza do reforço λ (real)	0,95	0,69	0,97	1,20	1,12

Tabela 32 Resumo das características geométricas dos modelos viga caixa.

As diferenças na esbelteza de placa e de coluna entre o projecto inicial e a execução real resultam da alteração das características do material relativamente à especificação inicial. O material utilizado foi o disponível no estaleiro, nos

modelos da série 200, e o existente no mercado no caso dos dois modelos manufacturados nas Oficinas do IST, modelos M3-150 e M3-100. Como se pode ver na Figura 204, estas variações nas propriedades dos materiais produzem mudanças substanciais nos parâmetros principais de projecto.

A gama prevista para a esbelteza da placa associada diminuiu, pretendendo-se inicialmente cobrir a gama de 1,13 a 3,38 e acabando-se por se ter um limite inferior de 1,28 e um superior de 2,9 com uma concentração próxima de 1,95. Na esbelteza de coluna deu-se uma expansão da gama coberta que passou a ter como limites 0,69 e 1,20.

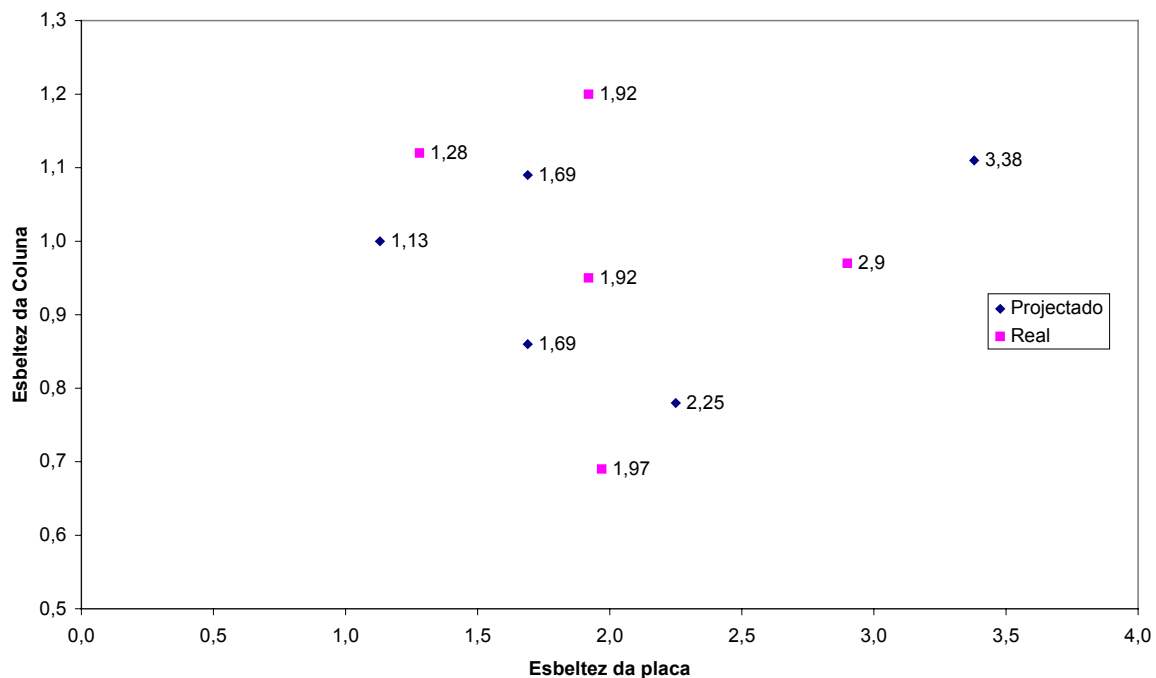


Figura 204 Comparação dos parâmetros estruturais dos modelos entre o projecto inicial e a estrutura real.

Este aspecto é importante pois permite ter uma ideia qualitativa das implicações no projecto de estruturas devido à escolha de um determinado estaleiro, de um determinado fabricante de aço ou de se dispor de um mercado reduzido. Tomando como termo de comparação o momento elástico projectado e o corrigido pelas características mecânicas do material, pode-se ver nas segunda e terceira linhas da Tabela 33 que as diferenças na resistência à flexão das vigas caixão são bastante grandes.

A mesma tabela apresenta ainda os resultados obtidos nos ensaios, momento último real, e as previsões obtidas com o método apresentado nos capítulos anteriores. Como o programa de cálculo permite várias opções de escolha sobre o tipo de análise a efectuar, decidiu-se apresentar os resultados julgados mais importantes e que correspondem aos casos dos modelos com e sem cantos duros (CD) e considerando ou não a instabilidade flexotorcional do reforço.

Momento Flector (KNm)	M4-200	M3-200	M2-200	M3-150	M3-100
Elástico Projectado	688	549	344	497	513
Elástico Corrigido do Material	888	419	254	601	620
Último Projectado-CD	636	480	273	402	447
Último Corrigido Material-CD	788	380	214	460	519
Último Corr. Mat.-s/ CD	741	332	127	450	510
Último Real	609	349	173	328	452
Último Corr. Mat.-só flexão-CD	808	391	214	460	517
Último Corr. Mat.-só flexão-s/ CD	770	358	200	450	510

Tabela 33 Resistência à flexão das vigas caixão ensaiadas.

Desta forma é possível estabelecer limites superiores e inferiores para a resistência à flexão pura da estrutura já que a utilização de cantos duros gera previsões optimistas e a teoria da instabilidade flexotorcional do reforço parece ser conservadora. Se na maioria dos casos e em especial quando se modela navios não é muito importante este tipo de pormenor, em alguns casos particulares assumem bastante importância como no modelo M2-200, bastante esbelto, em que o assumir os cantos duros ou não faz com a resistência prevista caia de 214 para 127 MPa cabendo ao projectista analisar mais em pormenor a situação.

7.1.1 Comparação dos ensaios com o momento último previsto

Tomando como referência para o momento último previsto, o momento flector apresentado na linha 5 da Tabela 33 e identificado como momento último

corrigido do material (CD), e comparando-o com o momento último real (linha 7 da mesma tabela) verifica-se que as diferenças são +29% (M4-200), +9% (M3-200), +24% (M2-200), +40% (M3-150) e +15% (M3-100).

Estas diferenças por serem sempre positivas e relativamente elevadas apontam para um método de previsão de resistência longitudinal bastante conservador. No entanto, uma análise mais pormenorizada do método e das condições de ensaio permitem introduzir uma série de correcções que conduzam a resultados muito mais credíveis e próximos da realidade. Essas correcções devem-se em grande parte às seguintes condições:

- importância do local de fabrico;
- disponibilidade do material e características mecânicas;
- ciclos de carregamento e alívio de tensões;
- número de vãos e efectividade das balizas;
- influência da razão de dimensões;
- tensões residuais.

Nas secções seguintes analisa-se qualitativamente as consequências destes factores e sempre que possível procede-se à sua quantificação.

7.1.1.1 Tensões residuais

As tensões residuais afectam fortemente a forma das curvas momento curvatura e na maioria dos casos degradam o momento flector máximo suportado pela estrutura.

Nas vigas em caixão ensaiadas detectou-se uma forte dissipação de energia nos ciclos iniciais de carregamento, a qual foi atribuída ao alívio de tensões residuais dos painéis em tracção. Por essa razão o nível de tensões residuais deverá ser elevado o que foi confirmado pelos métodos indirectos de estimativa das tensões residuais. Chegou-se à conclusão que as tensões residuais de compressão presente na estrutura eram da ordem de um terço da tensão de cedência do material para o modelo M3-200. Dado que as chapas deste modelo têm uma largura de 200mm e uma espessura de 3mm, a largura da faixa à tracção correspondente é $\eta=8,3$.

Como o método de previsão de resistência à flexão possui capacidade para incluir as tensões residuais, consideraram-se três níveis de tensões residuais em cada modelo, mais precisamente $\eta=5$, 8 e 9. O momento flector máximo previsto para cada um dos casos é apresentado na Tabela 34.

Momento Flector (KNm)	M4-200	M3-200	M2-200	M3-150	M3-100
Último Real	609	349	173	328	452
Último Corr. com $\eta=5$	639	364	200	400	448
Último Corr. com $\eta=8$	593	364	199	387	441
Último Corr. com $\eta=9$	584	363	199	385	441
$(M_{u8}/M_{uR}-1) \times 100$ (%)	-2,63	+4,30	+15,0	+18,0	-2,4

Tabela 34 Influência das tensões residuais no momento último previsto.

A negrito realçam-se as previsões mais próximas dos resultados experimentais e nota-se uma predominância dos melhores resultados para larguras da faixa à tracção em torno de 8. Também os desvios relativamente aos ensaios baixaram substancialmente. Tomando como referência o momento último previsto com $\eta=8$, os desvios em três dos modelos são inferiores a 5% e o maior queda-se pelos 18%.

A melhor previsão no modelo M3-100 obtém-se para $\eta=5$ o que se aproxima do valor de η calculado assumindo que as tensões residuais deste modelo são iguais às do modelo M3-200, isto é, $\eta=4,2$.

7.1.1.2 Importância do local de fabrico

Relativamente à origem dos provetes, os três primeiros foram fabricados em estaleiro, Arsenal do Alfeite, enquanto os dois últimos foram fabricados na oficina do laboratório de Estruturas de Engenharia Civil do IST. Os desvios médios observados nestes dois grupos apresentam sensivelmente o mesmo valor, +7,3 e +7,8% respectivamente.

Entre os dois grupos existem algumas diferenças de fabrico: o método de

soldadura utilizado é diferente, o espaçamento e arranjo da soldadura passou de alternada descontínua a alternada contínua. Se quanto ao método de soldadura não é possível estimar as suas consequências na resistência por falta de informação quanto às quantidades de calor debitadas, a mudança do tipo de soldadura provoca dois efeitos contrários.

A passagem de soldadura descontínua a contínua obriga a uma maior deposição de calor aumentando as tensões residuais e as deformações iniciais.

Por outro lado, nos primeiros provetes soldados descontinuamente notou-se que o colapso se iniciava e desenvolvia principalmente nas zonas de ausência de soldadura e afectava principalmente os elementos de placa pelo menos na fase inicial de colapso, como pode ser confirmado pela Figura 205. Com a mudança para soldadura contínua pretendia-se evitar esta forma de nucleação do colapso e por outro lado dava-se um suporte mais efectivo à chapa apesar de se aumentar a interacção entre a placa e o reforço. As consequências globais na resistência são no entanto difíceis de prever.

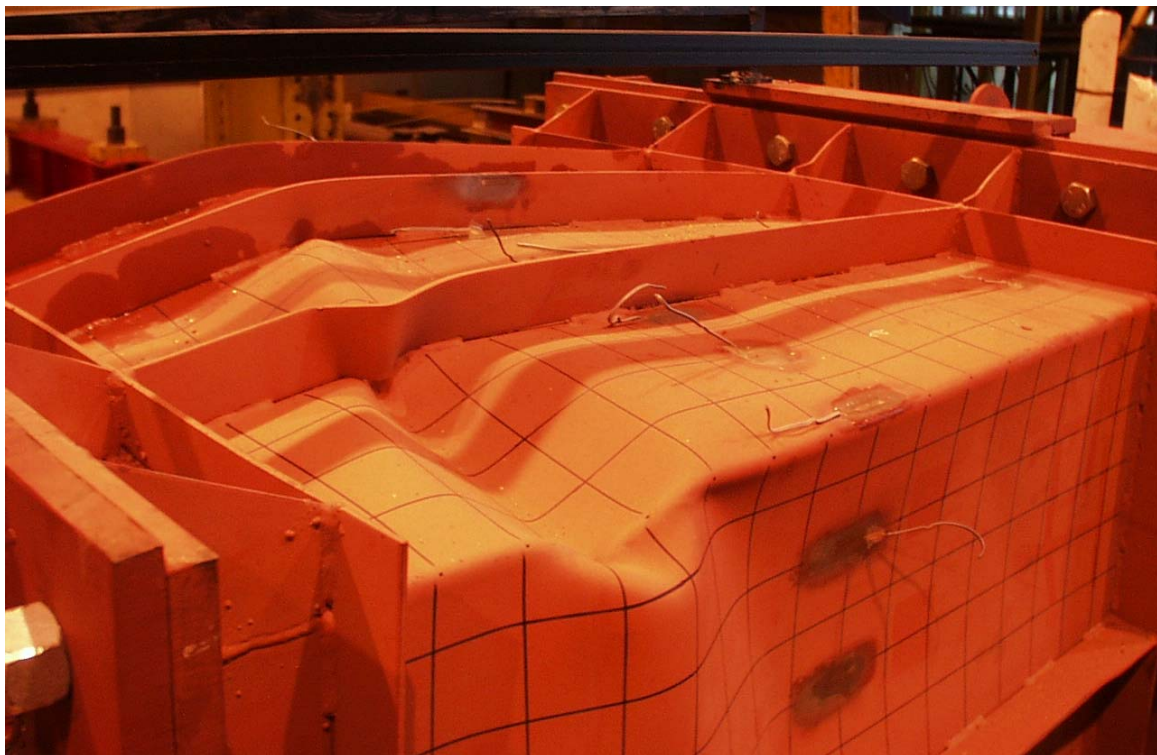


Figura 205 Geometria de colapso do modelo M3-200

Finalmente vale a pena referir que o primeiro grupo de provetes foi soldado com eléctrodo revestido e o segundo com soldadura MIG/MAG.

7.1.1.3 Disponibilidade de material e suas características mecânicas

O material ensaiado apresentava características mecânicas diferentes em função da espessura (no primeiro grupo) e em função da apresentação, chapa ou barra (no segundo grupo), tal como apresentado na secção 6.2.1.

Em princípio tal facto não representa qualquer tipo de problema pois o método de previsão tem em conta essas variações das características mecânicas através do cálculo da esbelteza de placa e de coluna, mas existem no entanto dois aspectos que não são considerados no método e que tem consequências na resistência: a ausência de um patamar de cedência nas chapas de 2mm (M2-200) e a utilização de materiais diferentes na chapa e no reforço (todos os modelos com excepção do M4-200).

Se quanto ao primeiro aspecto não existe muita informação sobre as implicações na resistência apontando no entanto para um acréscimo na resistência à flexão, a utilização de materiais diferentes na chapa e nos reforços já foi objecto de alguns comentários [40,98], tendo-se avançado um pouco mais na caracterização e consequências da utilização de diferentes materiais na placa e no reforço na secção 4.3.4.5 desta dissertação .

7.1.1.4 Ciclos de carregamento e alívio de tensões

Um outro aspecto que pode influenciar a resistência à flexão de estruturas tridimensionais de paredes finas é a existência de ciclos iniciais de carga e descarga. Estes ciclos estão associados a um consequente alívio de tensões residuais e conjuntamente com a alteração, fixação e ampliação das imperfeições iniciais na condição não carregado, o que conduz inevitavelmente a alterações locais e globais na resistência da estrutura.

No Capítulo anterior foram identificadas algumas das consequências dos ciclos iniciais de carga e descarga nas curvas de comportamento das vigas caixão expressas em termos da relação momento curvatura. São, resumidamente, o aumento do módulo estrutural inicial por alívio de tensões residuais e o que parece ser a existência de memória na estrutura sobre os máximos dos ciclos anteriores. Esta memória só pode resultar da alteração e fixação das imperfeições

iniciais após cada carregamento mais gravoso em resultado da redistribuição de tensões residuais ou eventualmente de uma plastificação local. No entanto não é previsível, aparentemente, qualquer alteração substancial na resistência máxima da viga em caixão à flexão.

O que é facto é que os períodos de paragem da máquina de ensaios em carga afectam o comportamento da curva momento-curvatura perto desses pontos assistindo-se a uma pequena redução na carga. É necessário aumentar a curvatura para se retomar o andamento característico nesse ponto em termos de declive e curvatura da curva, tal como foi comentado na análise geral dos ensaios do Capítulo anterior.

No modelo M3-150, em que se obteve o pior resultado e o mais afastado da previsão, o período de paragem em vazio entre o último ciclo de carga inicial (em regime elastoplástico) e o ensaio final de colapso foi extremamente longo ao contrário dos outros ensaios em que o ciclo final se seguiu imediatamente ao último ciclo de carga em regime elastoplástico. De facto não foram encontradas referências em trabalhos similares comentando a alteração temporal do comportamento de estruturas sob carga constante após a entrada em regime elastoplástico e a temperaturas inferiores à temperatura de fluência.

A existir uma correlação de tal natureza, ela está directamente relacionada com a redistribuição de tensões em toda a estrutura em resultado do alívio local de tensões residuais. Nestas estruturas o alívio de tensões residuais dá-se predominantemente no painel em tracção originando em vazio, após a descarga, alterações na distribuição de tensões residuais em toda a estrutura e no painel do lado contrário em particular, podendo aumentar ou diminuir pontualmente o nível de tensões e originar o movimento das deslocações. O objectivo e o tipo de ensaios efectuados não permite, no entanto, ir mais longe neste aspecto particular.

7.1.1.5 Influência do número de vãos e efectividade das balizas

Um outro aspecto que diferencia o primeiro grupo de três ensaios (série 200) e o segundo grupo de dois ensaios reside no número de vãos que é de dois neste último grupo devido à existência de uma baliza central. A baliza central não

é mais do que uma chapa cinta a toda a volta do modelo e cuja função principal é garantir a manutenção da geometria da secção durante o carregamento, servindo assim de apoio vertical aos longitudinais. A sua resistência à rotação é relativamente pequena pelo que garante condições semelhantes às de apoio simples. Nos extremos junto à ligação aos mordentes a restrição à rotação é muito maior devido à necessidade de transmitir eficazmente os esforços aproximando-se esta situação da condição de encastramento. Nos navios as balizas tendem a oferecer uma resistência à rotação intermédia entre estes dois casos.

Para além disso, a existência de uma baliza nos modelos M3-150 e M3-100 divide o vão inicial em dois fazendo com que a geometria de colapso do painel apresente deformações aproximadamente antissimétricas relativamente à baliza na maioria dos casos. Nestes ensaios foi exactamente isso que aconteceu como se pode observar claramente na Figura 206, em que ainda é identificável a rotação da baliza, maior a meio do que nos extremos.



Figura 206 Geometria de colapso do modelo M3-100

A estes dois modos de deformação da placa reforçada correspondem resistências máximas diferentes, como se pode prever por exemplo através do método de Carlsen [138]. A configuração mais resistente tende a opor-se à rotação da baliza, aumentando o grau de encastramento do vão com configuração menos resistente, o que conduz ao aumento ligeiro da resistência desde que esteja

garantida a impossibilidade de movimento relativo de translação entre os diversos pontos da baliza de forma a garantir que as secções planas se mantêm planas e que não existe afundamento do meio da baliza relativamente aos extremos, resultando uma estrutura menos resistente em ambos os casos.

A situação que se pode observar nos modelos de dois vãos mostra que a baliza não satisfaz totalmente estas condições deslocando-se ligeiramente a meio no sentido do vão com colapso do reforço, à direita na Figura 206. Esta falta de garantia nas condições de apoio dadas pela baliza conjuntamente com as diferentes condições de suporte à direita e à esquerda da placa reforçada provocam o deslocamento do ponto de ruína do reforço de meio vão, 200mm do extremo, para aproximadamente 230 mm do extremo o que faz com que o comprimento efectivo da placa reforçada passe de 400mm para cerca de 460mm.



Figura 207 Pormenor da falha por instabilidade do reforço do modelo M3-100

Este valor de 460mm de comprimento do vão corresponde a 230mm de

distância entre o ponto de colapso do reforço e o apoio e é um valor médio pois na zona central chega-se a ultrapassar os 250mm (quinto traço branco na Figura 207) enquanto nos reforços extremos que se encontram melhor suportados se fica pelos 210mm.

Esta flexibilidade das balizas e a interferência entre os dois vãos poderão de alguma forma justificar o valor optimista da previsão ou o colapso prematuro da estrutura do modelo M3-150. Considerando um aumento do vão para 460mm a previsão de resistência do modelo baixa para 359 MPa, com $\eta=6,2$ que é a largura da faixa à tracção correspondente a tensões residuais iguais a um terço da tensão de cedência. O desvio relativamente ao ensaio passa a ser inferior a 10%.

7.1.1.6 Influência da razão de dimensões

A teoria da resistência à compressão de placas reforçadas contínuas e longas em que a chapa associada apresenta uma razão de dimensões superior à unidade não faz depender a capacidade de carga da razão de dimensões. A única parte da teoria apresentada no Capítulo 4 onde aparece a razão de dimensões respeita à previsão da ruína do reforço por instabilidade flexotorcional e a função da razão de dimensões é ponderar o grau de interacção da placa e do reforço assumindo uma importância reduzida na maioria dos casos.

Parece pois pouco natural a inclusão desta secção na análise dos resultados experimentais e sua comparação com as previsões do método simplificado.

No entanto, na procura de razões para a fraca prestação estrutural do modelo M3-150, constata-se que este modelo é o único com uma razão de dimensões diferente, $\alpha=2,67$ tendo os restantes modelos $\alpha=4$.

Como não é detectável uma apetência para a instabilidade do reforço neste modelo, considera-se que a razão de dimensões não é factor determinante na resistência deste caixão até porque a geometria de colapso não apresenta deformações das placas que pudessem conduzir à interferência com a estabilidade do reforço.

7.2 Desempenho estrutural e dependência da esbelteza de placa e coluna

Um outro aspecto de interesse prático consiste em verificar se existe algum tipo de dependência entre o desempenho estrutural dos modelos e os parâmetros principais de projecto, mais precisamente a esbelteza de placa e a esbelteza da placa reforçada ou de coluna. O interesse prático relaciona-se com a potencial utilização em fórmulas empíricas simplificadas de previsão da resistência máxima à flexão e, também, comparar a qualidade estrutural de diferentes projectos.

Uma das dificuldades consiste em estabelecer qual a quantidade que melhor pode definir o desempenho estrutural de uma estrutura deste tipo sujeita a flexão pura de tal forma que possa ser aplicada a navios e em especial definir a adimensionalização a efectuar por forma a se poderem comparar os resultados ou os diferentes projectos.

A quantidade que melhor define a resistência estrutural nestas condições de carregamento é o momento máximo suportado pelo modelo e para a adimensionalização escolheu-se o momento elástico o qual só depende das características geométricas da secção transversal e das características mecânicas do material utilizado.

Para este tipo de modelos a reserva de resistência entendida como a diferença entre o momento plástico e o momento elástico adimensionalizados pelo momento elástico é praticamente nula, pelo que é indiferente escolher um ou outro como quantidade adimensionalizadora do desempenho estrutural.

Nos navios, pelo contrário, a reserva de resistência pode variar entre os 8% e os 20% dependendo de vários factores entre os quais se destacam a optimização da estrutura, o tipo de geometria da secção mestra e em especial a existência ou não de duplo fundo, duplo casco ou cobertas. Atendendo a que o momento plástico é, tal como o momento elástico, unicamente dependente da geometria, dimensão dos escantilhões e propriedades do material, sendo para além disso o maior momento suportado pelo navio em condições ideais de comportamento totalmente elástico, perfeitamente plástico, sem encurvadura, considera-se que deverá ser este o escolhido como adimensionalizador sempre que se trate de comparação do desempenho estrutural entre navios.

A escolha da grandeza adimensionalizadora não é pacífica pois indirectamente está-se a optar entre o conceito de resistência de serviço intacta (momento elástico) e resistência máxima ideal (momento plástico).

Relativamente ao ensaios nas vigas caixão, a tendência observada é a de uma marcada degradação do desempenho estrutural com o aumento da esbelteza de coluna, enquanto que não parece existir qualquer tipo de correlação directa com a esbelteza da placa, Figura 208.

Torna-se evidente nesta Figura que o baixo valor do momento máximo do modelo M3-150, aquele que apresenta maior esbelteza de coluna, coloca o seu desempenho estrutural bem abaixo da tendência geral o que faz pressupor o desenvolvimento de um colapso estrutural prematuro neste modelo que acentuou o seu baixo desempenho.

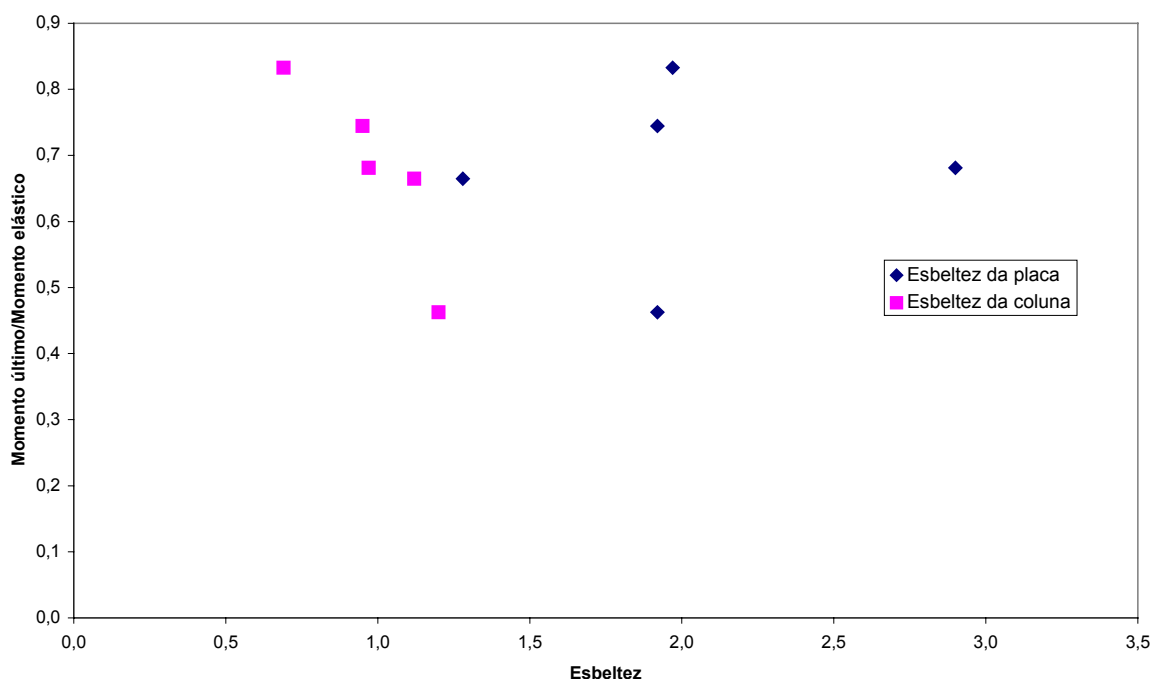


Figura 208 Dependência do momento último real normalizado pelo momento elástico (desempenho estrutural) relativamente à esbelteza de placa β e coluna λ .

O desempenho estrutural (DE) de vigas em caixão pode ser expresso de uma forma um pouco grosseira em função da esbelteza de coluna do painel reforçado em compressão através da expressão:

$$DE = 1,1 - 0,4\lambda \quad (168)$$

A confirmação da sua aplicabilidade a navios, com ou sem alteração dos coeficientes numéricos, permite simplificações importantes no projecto estrutural preliminar conduzindo a soluções viáveis do ponto de vista da resistência longitudinal através da imposição de somente dois valores: a esbelteza de coluna dos painéis reforçados do fundo ou do convés e o momento plástico da secção mestra do navio. Actualmente as fórmulas empíricas disponíveis requerem um conhecimento muito mais detalhado da estrutura, o qual só está disponível em fase adiantado do projecto.

7.3 Comparação das curvas momento-curvatura

Para além na análise e comparação dos resultados dos ensaios e do método apresentado no que respeita ao momento máximo, é muito importante verificar se a previsão do comportamento na região de pré e pós colapso é coerente com os ensaios.

7.3.1 *Modelo M4-200*

A Figura 209 compara a curva momento flector versus curvatura obtida no ensaio com as curvas obtidas pelo método proposto para diversos níveis de tensões residuais.

A concordância é muito boa para tensões residuais altas, $\eta=8$ e 9 tanto na região de pré colapso como de grandes deformações plásticas generalizadas.

A forma geral do comportamento após colapso também coincide apesar de existir uma translação na curvatura. Analisando a curva do ensaio nota-se um início de diminuição da capacidade de carga a uma curvatura igual a 0,008 rad/m à qual se segue um ligeiro aumento da resistência atingindo-se então um máximo absoluto do momento flector. Os declives de descarga (módulo estrutural tangente) são a partir dos máximos muito semelhantes.

O ponto em que as curvas deixam de coincidir parece estar relacionado com a fissuração da soldadura dos esquadros de transmissão de esforço do painel em tracção, Figura 210, o que provocou certamente uma alteração na distribuição

geral de tensões que afectaram a posição do eixo neutro e conduziram à possibilidade de aumentar o momento flector, ainda que de forma marginal.

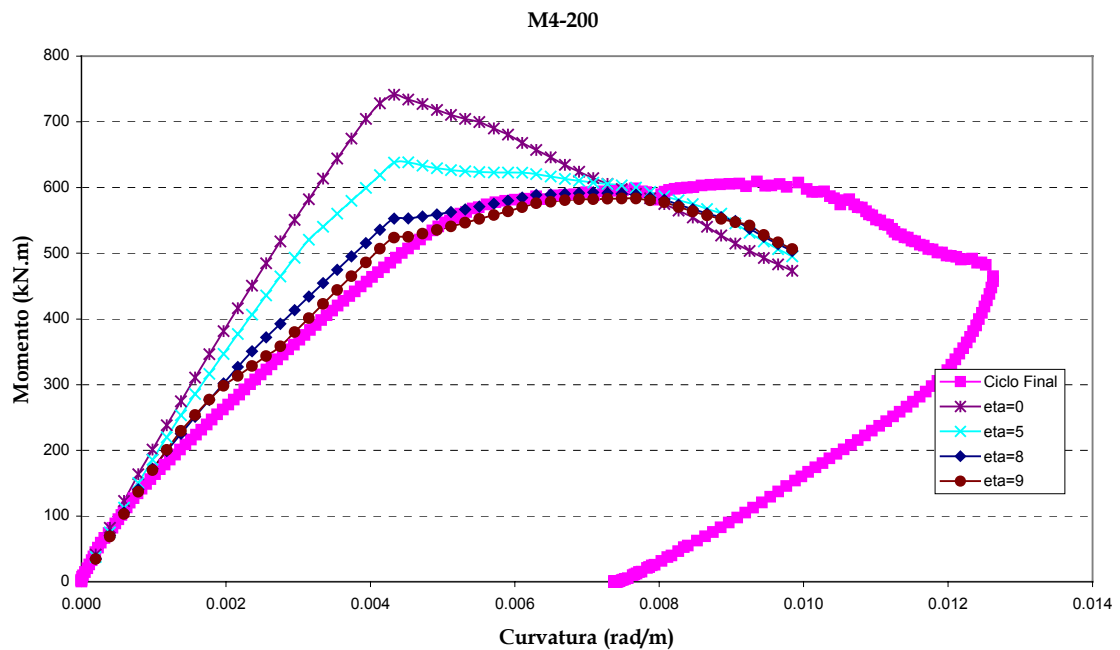


Figura 209 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M4-200



Figura 210 Falha dos esquadros no ensaio do modelo M4-200

Como a forma da perda de capacidade de carga depende essencialmente do comportamento dos painéis à compressão e este não é afectado por aquelas roturas, é natural que a descarga do ensaio coincida com a do método apesar da translação na curvatura.

Como se viu o momento último depende muito do nível de tensões residuais. As tensões residuais nos painéis em tracção afectam sobretudo o módulo estrutural tangente inicial da viga à flexão enquanto as tensões residuais nos painéis em compressão afectam especialmente o momento último da viga em caixão. Para uma melhor compreensão da redução de resistência do elemento típico reforçado devido ao aumento das tensões residuais apresenta-se na Figura 211 o comportamento desse elemento em compressão para diversos níveis de tensões residuais obtidas através do método proposto.

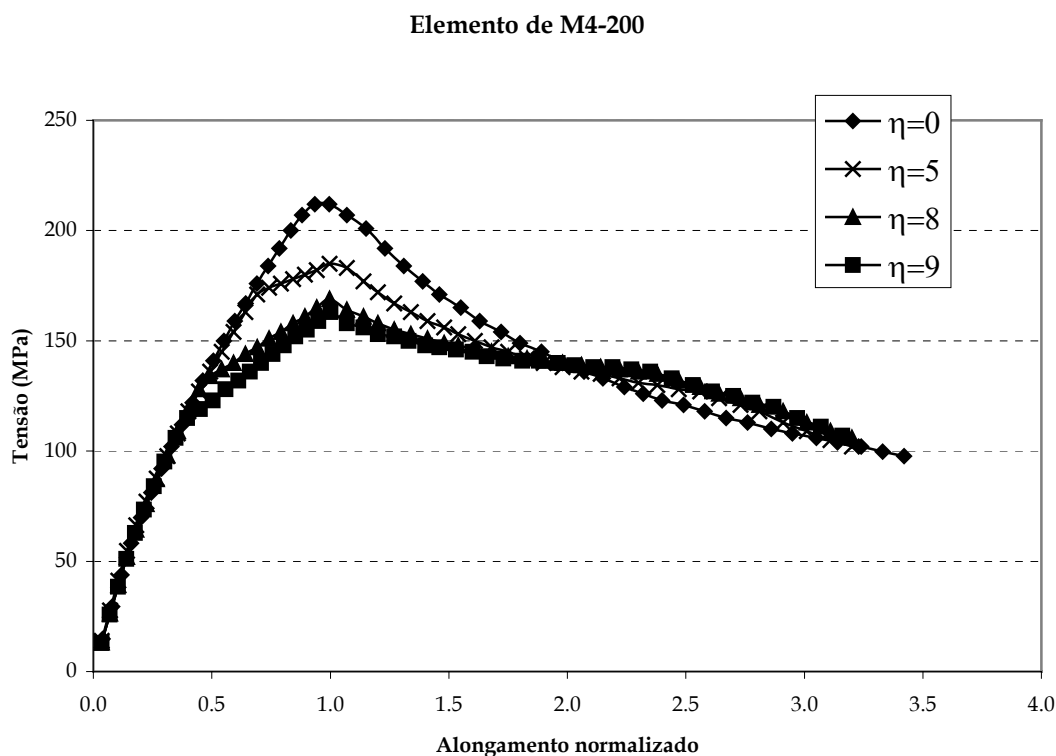


Figura 211 Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M4-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 310 MPa.

7.3.2 Modelo M3-200

A concordância entre as curvas de previsão para tensões residuais elevadas é bastante boa a partir do ponto de carregamento máximo dos ciclos iniciais, Figura 212. A curvatura dos ensaios foi aumentada de 0,001 rad/m para fazer coincidir aqueles pontos. Melhor teria sido adicionar a curvatura residual dos ciclos de carga iniciais mas essa informação não está disponível devido a avaria do sistema de recolha de dados durante o último ciclo de carga preliminar.

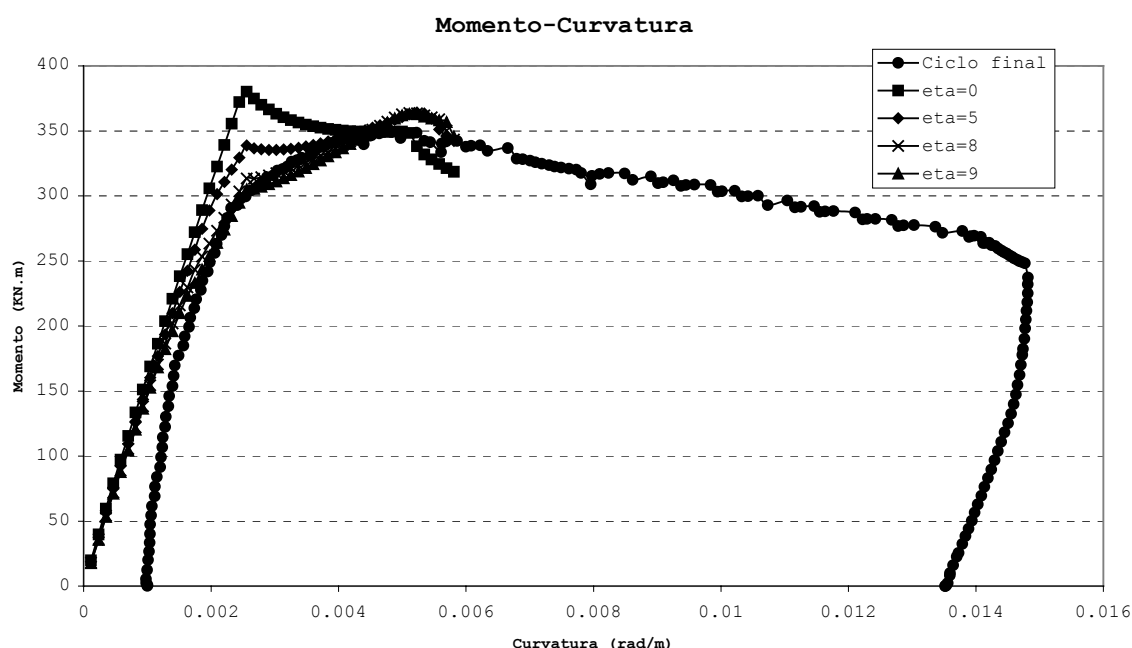


Figura 212 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-200

O comportamento em regime de pós colapso é mais suave no ensaio do que as previsões do método proposto.

As tensões residuais afectam muito o comportamento à compressão do elemento típico deste modelo. Na Figura 213 apresenta-se a previsão de resistência à compressão do elemento reforçado típico do modelo M3-200 assumindo uma tensão de cedência de 183 MPa, resultante da ponderação da tensão de cedência da placa e do reforço como já se tinha feito anteriormente.

Nota-se uma redução de resistência de 25 MPa, pois a placa reforçada sem tensões residuais tem uma resistência à compressão de 139 MPa enquanto que a placa com $\eta=9$ tem uma resistência de 114 MPa, de acordo com o método de

previsão utilizado.

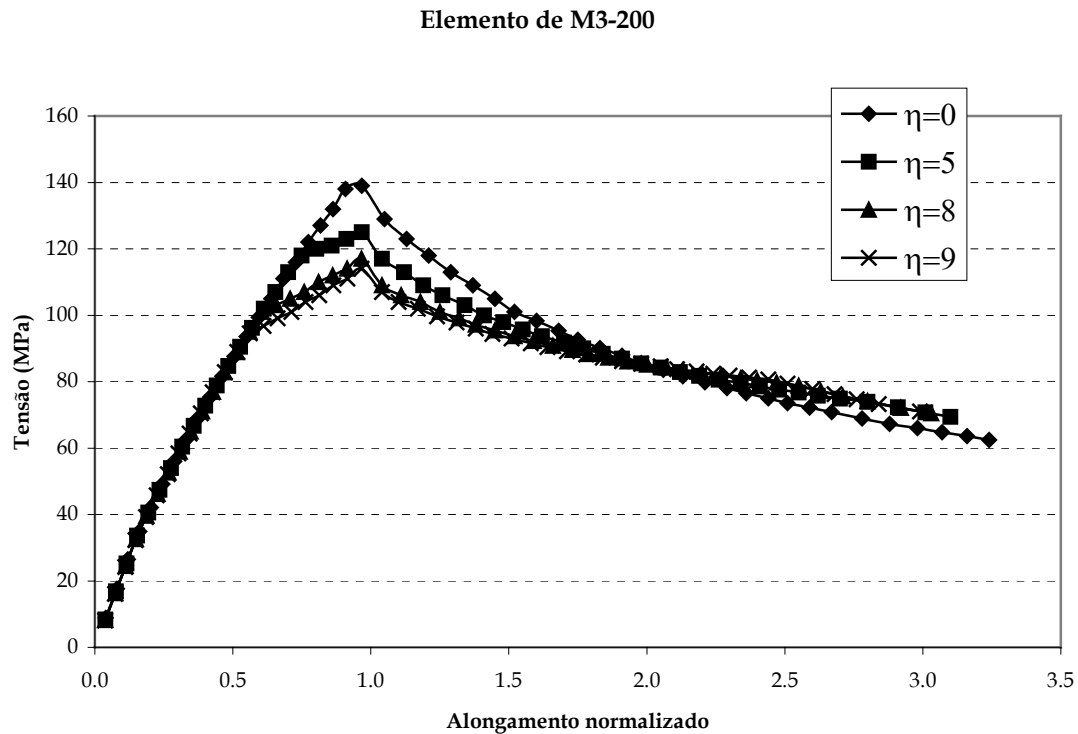


Figura 213 Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 183 MPa.

Fora da região crítica de colapso o efeito das tensões residuais atenua-se acabando por se anular quer na fase inicial de carregamento quer na zona de pós colapso profundo.

7.3.3 Modelo M2-200

O ensaio do modelo M2-200 apresentou alguns problemas na aquisição de dados nos deflectómetros que permitem calcular as curvaturas. Esses problemas desaparecem a partir de um momento imposto próximo de 80 kN.m. Assim as curvaturas resultantes das medições do ensaio foram aumentadas de 0,0009 rad/m de forma a sobrepor aquele ponto à previsão. Só desta forma se consegue comparar o comportamento na região de maior interesse.

Para além das diferenças no valor máximo já comentadas anteriormente, verifica-se que a forma geral da curva de previsão acompanha muito razoavelmente a curva obtida no ensaio, Figura 214. A concordância só não é

maior porque o programa de previsão de resistência não permite aumentar a largura da faixa à tracção para além de 9 e o valor estimado é de 12,5, por analogia com as tensões residuais deduzidas no ensaio do modelo M3-200.

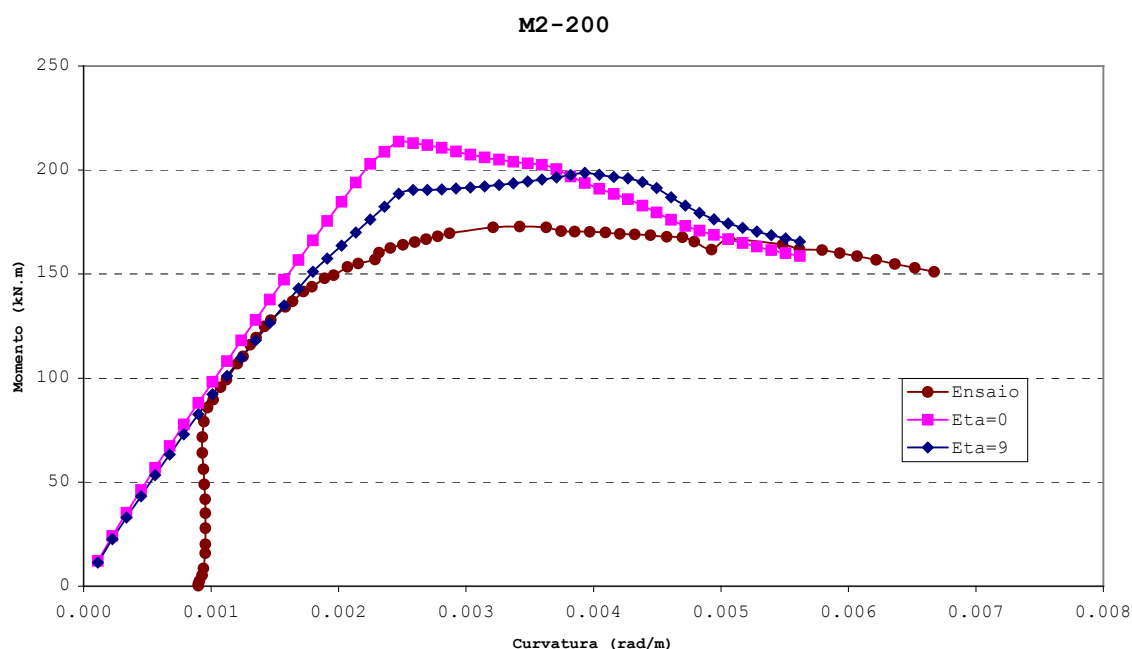


Figura 214 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M2-200

O andamento das curvas nos regimes de pré e pós colapso é muito semelhante. Note-se que o desvio na região de colapso não é de estranhar porque o modelo é construído em chapa de 2 mm a qual é muito sensível à soldadura desenvolvendo deformações iniciais elevadas. Para a esbelteza desta placa, $b/t=100$, é frequente as tensões residuais compressivas serem suficientes para desenvolver as deformações no modo crítico de instabilidade.

A resistência prevista das placas reforçadas deste modelo não é muito afectada pelo nível de tensões residuais como se pode ver na Figura 215. Dir-se-ia que a degradação de resistência da placa reforçada devido à elevada esbelteza já é tão grande que a existência de tensões residuais pouco contribui para uma degradação acrescida. Note-se que a tensão máxima sem tensões residuais é de 106 MPa, isto é, 60% da tensão de cedência e a tensão máxima com $\eta=9$ é de 97 MPa, correspondente a uma redução de 9% na resistência.

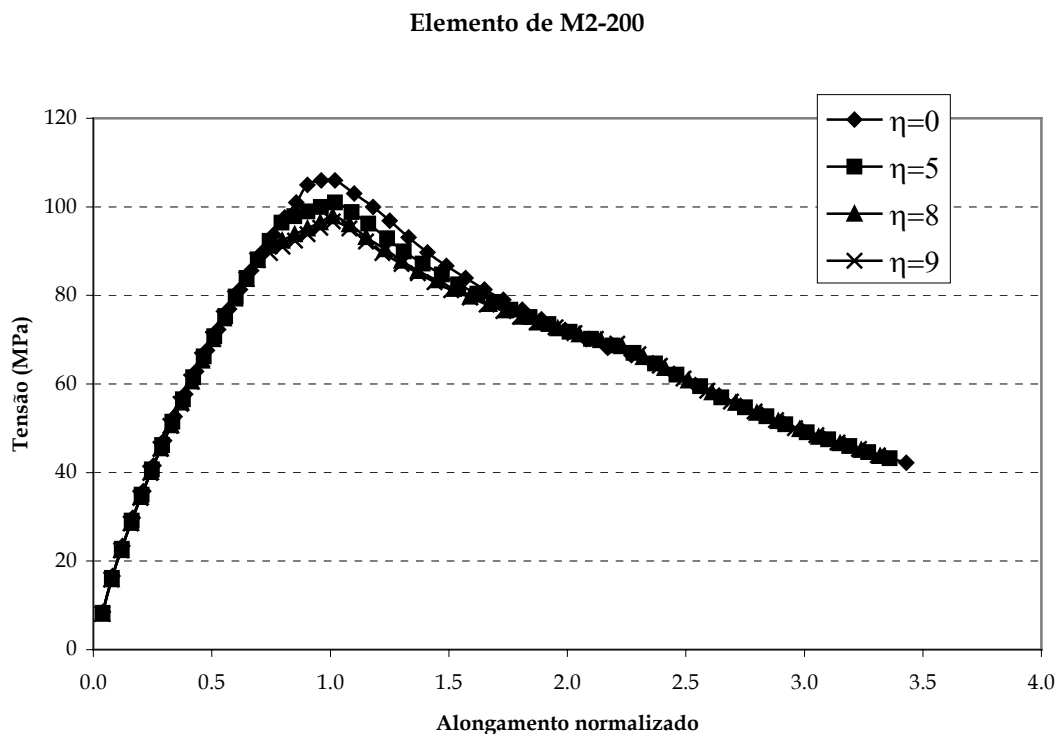


Figura 215 Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M2-200 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 177 MPa.

7.3.4 Modelo M3-150

A Figura 216 refere-se ao modelo M3-150 comparando-se a curva do ciclo de carregamento final com as previsões do método proposto com e sem tensões residuais nas condições nominais. Apresenta-se ainda a curva momento versus curvatura prevista para um modelo com espaçamento efectivo entre balizas de 460mm, de acordo com a interpretação dada ao modo de colapso na secção 7.1.1.5.

Tal como nos anteriores modelos, a curvatura inicial da curva do ensaio foi considerada igual à curvatura residual do último ciclo de pré carregamento.

Mais uma vez a concordância em pré e pós colapso é bastante satisfatória, salientando-se a proximidade da curva real com a previsão utilizando um vão de baliza corrigido, o que mostra a validade da interpretação dada à forma do colapso e à sua relação com a eficiência da baliza na garantia de condições fronteira aceitáveis.

Na Figura 217 mostra-se a acção das tensões residuais nas curvas tensão

média-alongamento normalizado para o elemento reforçado típico do modelo M3-150.

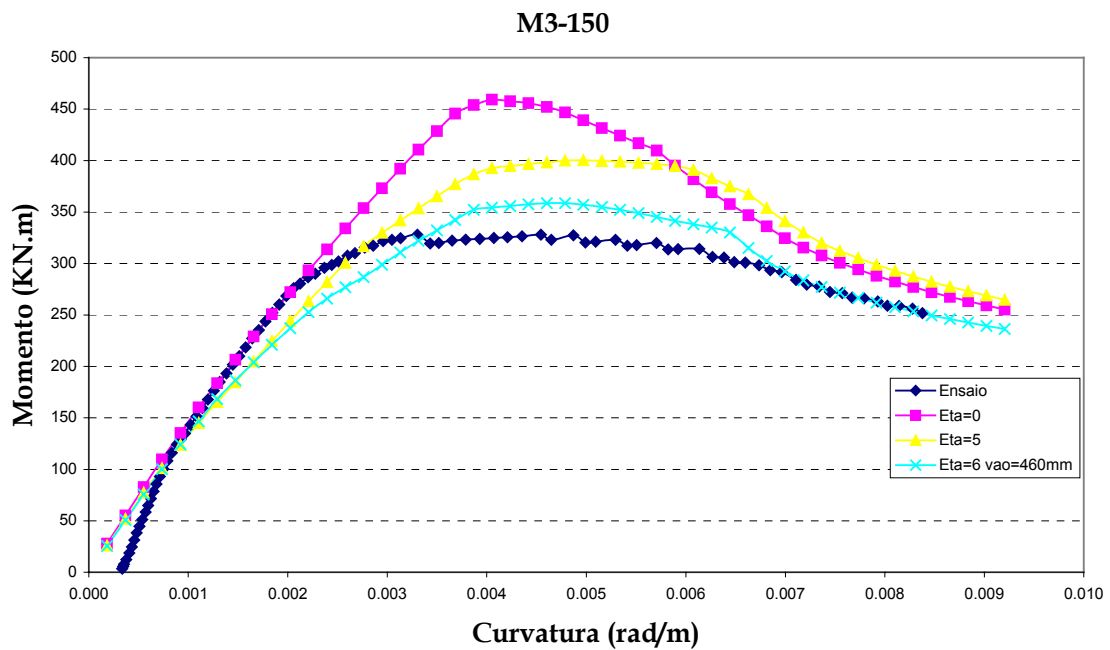


Figura 216 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-150

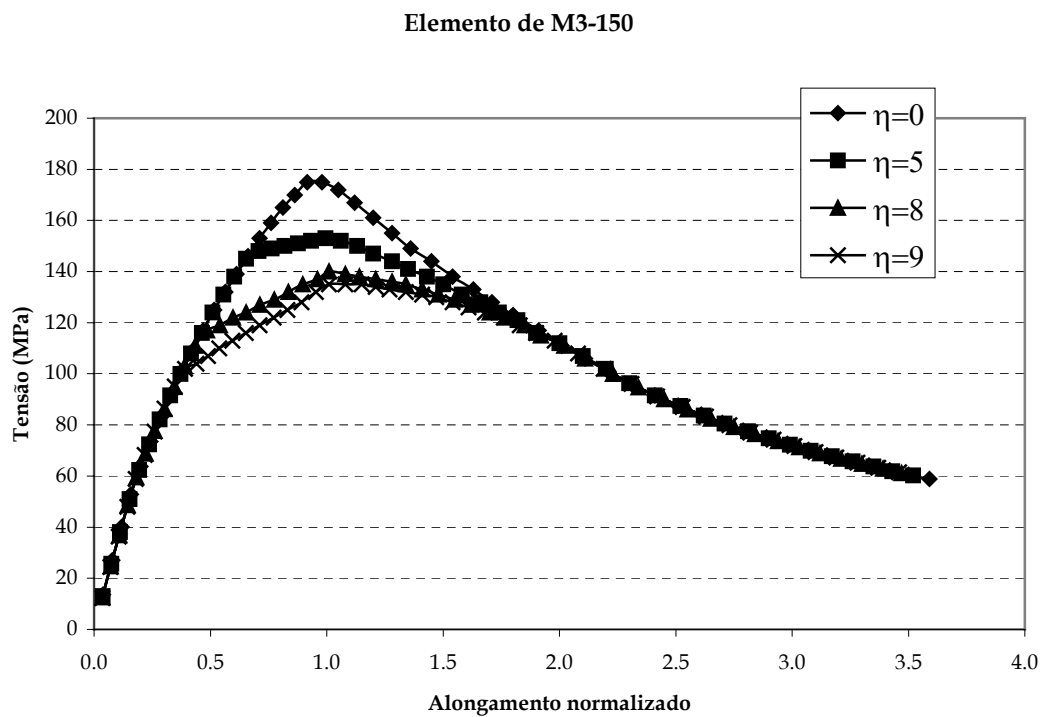


Figura 217 Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-150 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 290 MPa.

7.3.5 Modelo M3-100

Finalmente as curvas momento versus curvatura referentes ao modelo M3-100 são apresentadas na Figura 218.

O método tem um bom desempenho na comparação com os resultados do ensaio próximo e após o colapso, especialmente quando se consideram as tensões residuais.

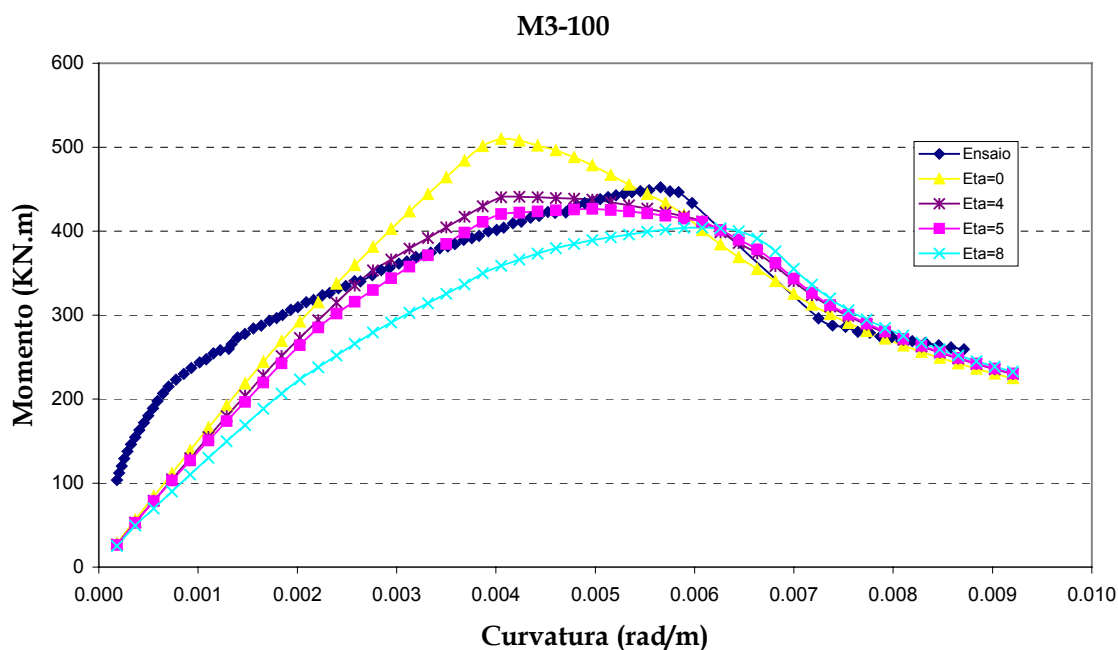


Figura 218 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-100

Este modelo cedeu de uma forma súbita tendo diminuído a sua capacidade de carga para metade instantaneamente, acompanhado de um aumento expressivo da curvatura. O método proposto descreve este comportamento de forma muito fiel, o que pode ser constatado comparando as zonas de descarga de maior declive com uma grande semelhança nas taxas de descarga, notando um certa estabilização posterior.

Também parecem existir problemas neste modelo com os dados dos deflectómetros a baixa carga, os quais servem de base ao cálculo das curvaturas. A confirmação de tal assunção obtém-se indirectamente através do cálculo do módulo estrutural tangente inicial e comparando-o com o valor esperado que é dado graficamente pela derivada na origem da curva prevista sem tensões

residuais.

Introduzindo uma curvatura residual de 0,001 rad/m obtêm-se as curvas da Figura 219 que mostra uma grande coincidência da curva real e da previsão com tensões residuais mais altas a partir de 200 kN.m. Este valor é o valor do momento atingido no último ciclo de pré carregamento.

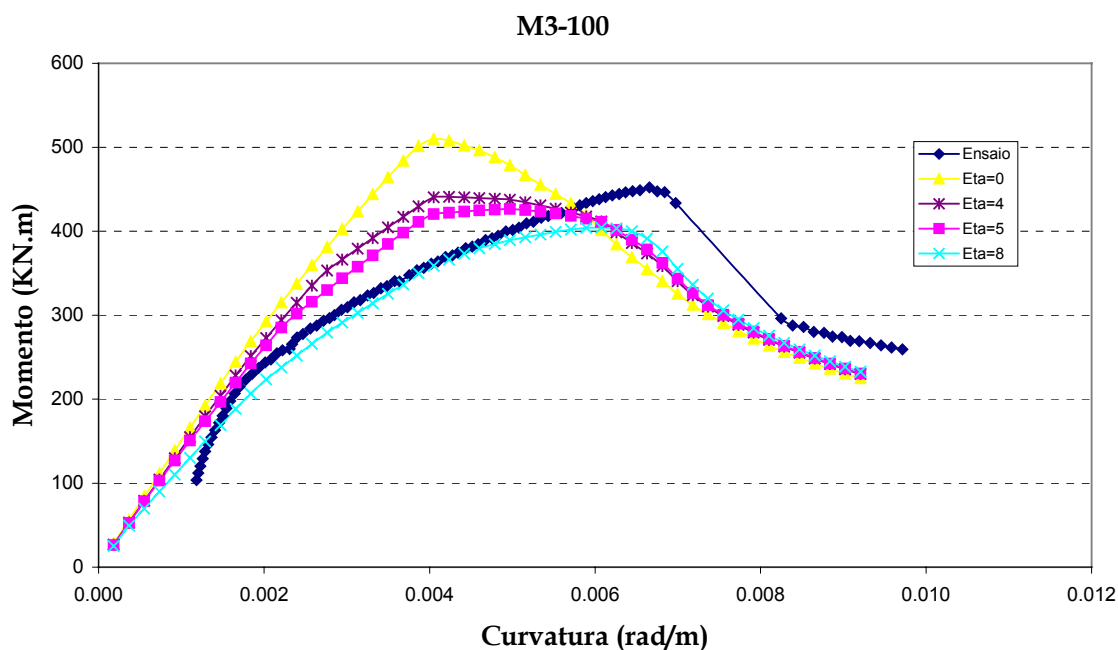


Figura 219 Relação entre o momento flector e a curvatura no modelo M3-100 com curvatura translaccionada de 0,001 rad/m.

Mostra também pelo afastamento destas duas curvas na região de colapso que o colapso da estrutura foi retardado relativamente ao previsto, eventualmente devido à forma das imperfeições iniciais dos elementos de placa, originando o colapso súbito e ruidoso que se presenciou no decurso do ensaio.

Fica ainda assegurada desta forma a coincidência do módulo estrutural tangente e toda a coerência da resposta da estrutura.

Os elementos típicos de placa reforçada do painel em compressão do modelo M3-100 são bastante sensíveis às tensões residuais como se pode ver na notando-se uma degradação de resistência de 60 MPa entre a placa reforçada sem tensões residuais (217 MPa) e a placa com $\eta=8$ (157 MPa).

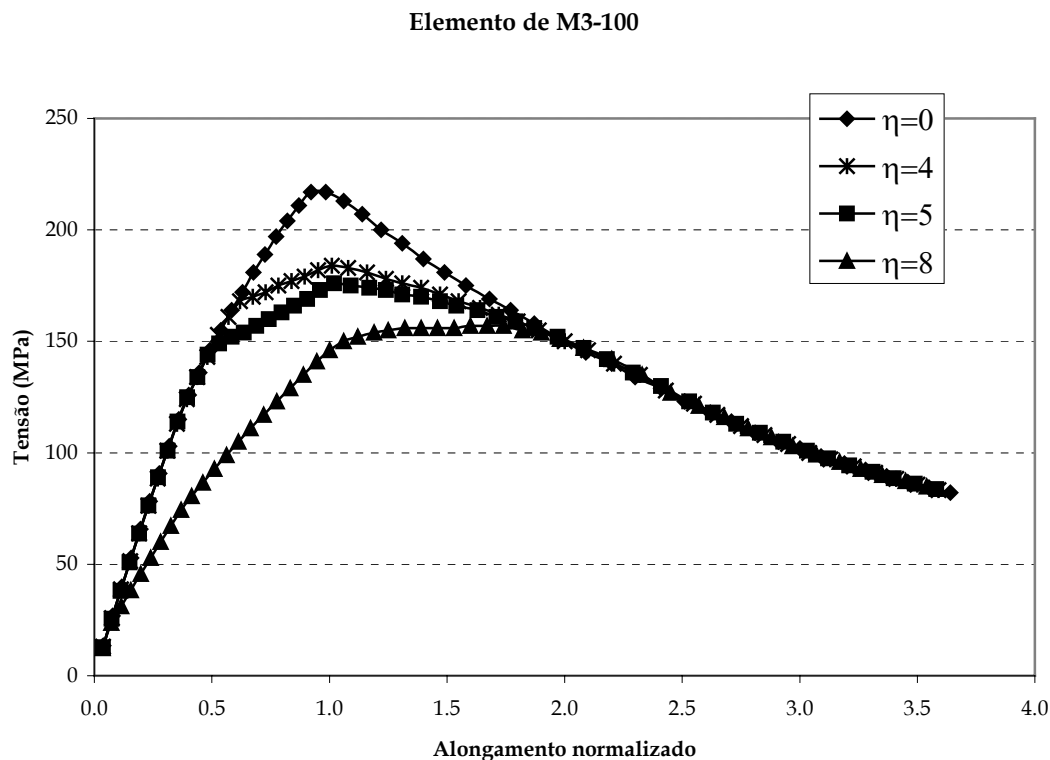


Figura 220 Curvas tensão-alongamento do elemento típico do modelo M3-100 em compressão obtida pelo método proposto. A tensão de cedência é de 290 MPa.

7.4 Efeito das tensões residuais na resistência da placa reforçada

Na secção anterior tornou-se evidente que as diferentes placas reforçadas têm diferentes sensibilidades às tensões residuais. A degradação de resistência à flexão das vigas em caixão depende em grande medida da degradação de resistência dos painéis em compressão associada à existência de tensões residuais.

A compilação das previsões de resistência última dos painéis típicos dos modelos utilizados nos ensaios permiti concluir que a degradação de resistência devido às tensões residuais não depende da resistência absoluta normalizada do painel, tal como se pode ver na Figura 221. De facto para um determinado nível de resistência da placa livre de tensões residuais existem diferentes sensibilidades às ditas tensões residuais independente de esse nível de resistência ser alto ou baixo. Assim as placas dos modelos M3-100 e M3-200 têm sensivelmente a mesma efectividade à compressão mas no entanto a resistência da placa do modelo M3-

100 degrada-se muito mais com o aumento das tensões residuais medidas pelo parâmetro η . O mesmo se poderia dizer relativamente às placas dos modelos M2-200 e M3-150.

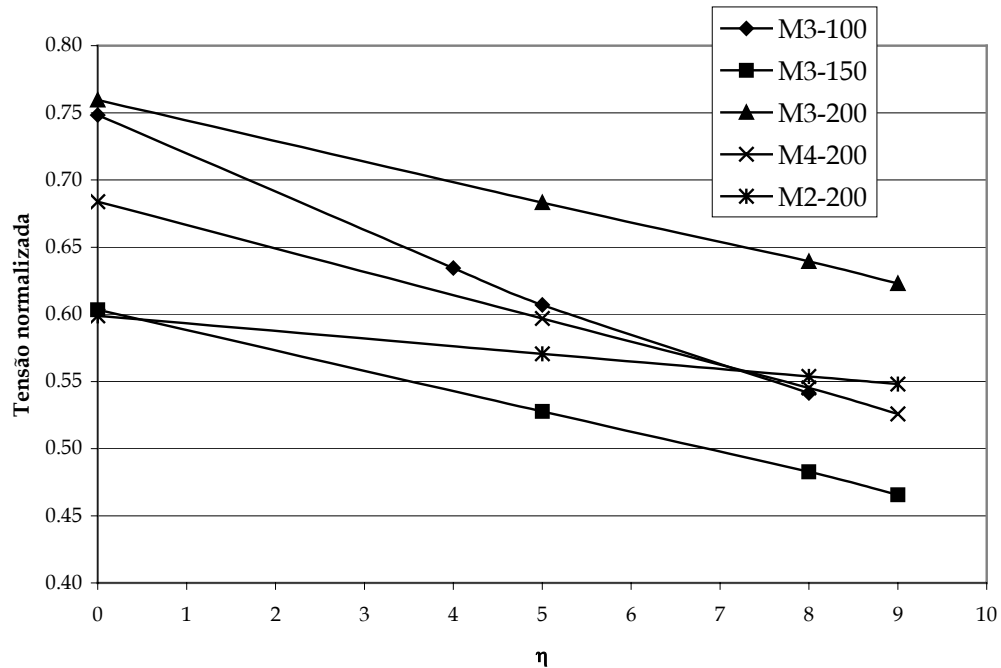


Figura 221 Influência das tensões residuais na efectividade das placas reforçadas dos modelos.

Uma forma de analisar a sensibilidade às tensões residuais de cada um dos modelos consiste em adimensionalizar a resistência da placa reforçada com tensões residuais pela resistência da placa sem tensões residuais. Apresenta-se os resultados desta adimensionalização na Figura 222 sendo imediatamente evidente a pouca sensibilidade da placa do modelo M2-200 comparativamente à do modelo M3-100.

No fundo tal procedimento corresponde a caracterizar a resistência da placa real ϕ_η através da expressão:

$$\phi_\eta = \phi_0 \cdot (1 - \delta\sigma \cdot \eta)$$

em que ϕ_0 é resistência normalizada da placa reforçada sem tensões residuais, $\delta\sigma$ é um factor de redução, o qual se pode fazer depender dos parâmetros característicos da placa reforçada, β e λ .

A investigação da dependência do factor de redução associado à largura da faixa em tracção η relativamente à esbelteza de placa β e de coluna λ permitiu

concluir que existe alguma independência relativamente à esbelteza de coluna e uma dependência bastante consistente relativamente à esbelteza da placa. Esta é a interpretação possível da Figura 223 em que faz depender o factor de redução daqueles dois parâmetros da placa reforçada.

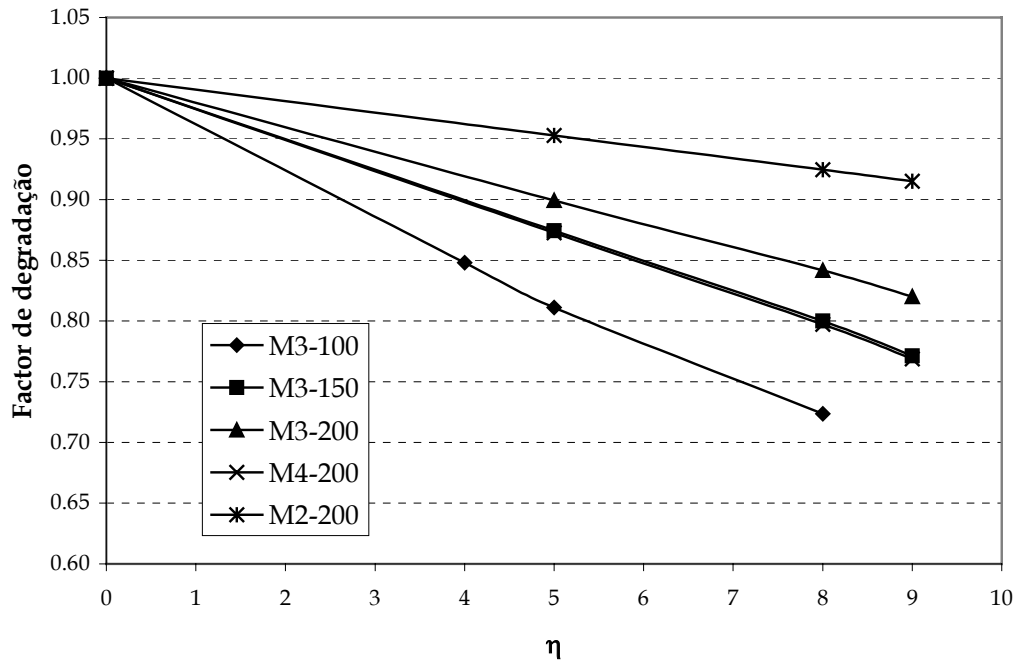


Figura 222 Factor de degradação de resistência de placas reforçadas dos modelos ensaiados

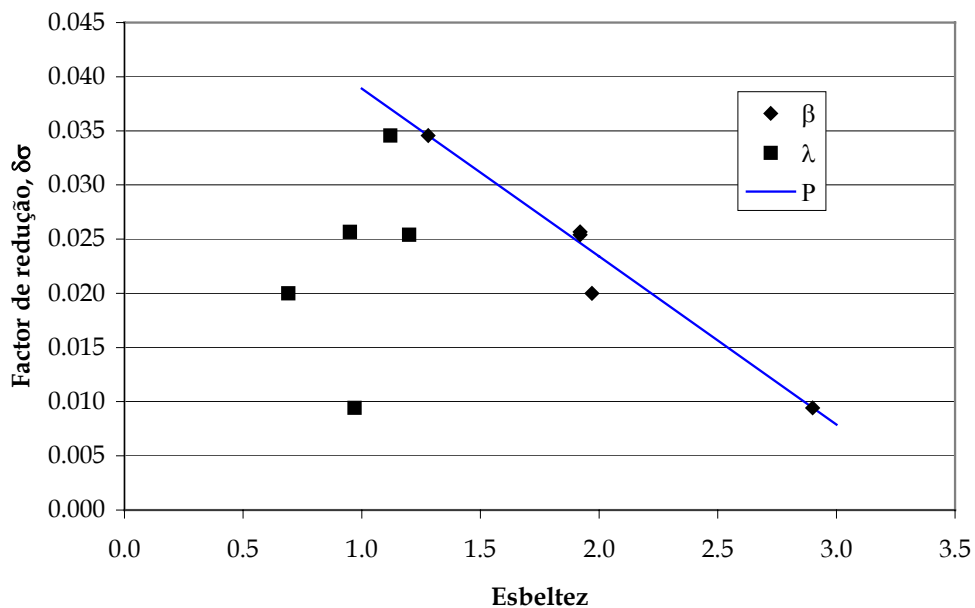


Figura 223 Factor de redução e sua dependência da esbelteza de placa e de coluna

Para efeitos práticos pode-se pois expressar o factor de redução somente em função de β através de:

$$\delta\sigma = 0,0544 - 0,0155 \beta$$

Tem-se pois reduções maiores em placas reforçadas com placa associada mais espessa.

7.5 Considerações finais

Neste capítulo começa-se por mostrar que as condições de projecto raramente correspondem às condições reais de execução. Situações como o local de fabrico e tecnologias associadas, disponibilidade de material, pormenores construtivos e outros condicionam bastante o comportamento e a resistência da estrutura.

Também a informação que se obtém com o método de previsão de resistência longitudinal do casco proposto deve ser julgada criteriosamente e de acordo com os vários cenários, hipóteses simplificadoras e incertezas associados a este tipo de estruturas.

Este método foi utilizado para estimar a resistência máxima para diversos níveis de tensões residuais. Mostrou-se que este parâmetro pode ser importante na estimativa da resistência e que condiciona de forma definitiva a forma da curva momento-curvatura. As curvas previstas para a viga em caixão 'ideal' afastam-se bastante dos resultados obtidos nos ensaios e só a inclusão das tensões residuais permite atingir uma boa previsão a toda a gama de curvaturas.

Ficou, pois, demonstrado que métodos que não incluam o efeito das tensões residuais dificilmente poderão fazer boas previsões quer da resistência última quer da relação entre o momento e a curvatura.

A compilação dos resultados obtidos para o momento último conduziram à introdução do conceito de desempenho estrutural que se julga bastante útil em fase de anteprojecto. Esta grandeza apresenta uma dependência acentuada com a esbelteza de coluna, não tendo sido detectada qualquer correlação com a esbelteza de placa.

De uma forma geral as previsões do método estão de acordo com os resultados experimentais em toda a gama de curvaturas. O modelo M2-200 apresenta os maiores desvios devido ao programa não permitir η superiores a 9 quando as previsões por analogia com o modelo M3-200 apontam para um η de 12,5.

A comparação entre as curvas com e sem tensões residuais estabelecem que o aumento destas tende a diminuir a resistência última e a aumentar a curvatura de colapso. A rigidez da estrutura na fase elastoplástica de pré colapso é também muito menor e o colapso é muito mais suave do que nas situações de ausência de tensões residuais.

Capítulo 8 Conclusões e Desenvolvimento Futuro

Esta dissertação apresenta duas facetas distintas, o desenvolvimento de um método de previsão da resistência longitudinal de navios e o estudo da resistência à compressão dos elementos estruturais do casco, que se complementam e acabam por permitir olhar globalmente o comportamento estrutural dos navios sob a acção de momentos flectores. Fez-se ainda um esforço para tratar e compreender o comportamento dos elementos estruturais que constituem o casco olhando para aspectos menos abordados em estudos similares mas que não deixam de ser extremamente importantes.

O estudo dos componentes estruturais, nomeadamente os elementos de placa e de placas reforçadas, constitui-se como um estudo autónomo, em que são debatidos e estudados os aspectos considerados mais relevantes e condicionadores da sua resistência e do seu comportamento sob a acção de forças no plano da placa. Parte dos resultados desses estudos são aproveitados para a melhoria do método de previsão de resistência longitudinal de navios.

Este método e a sua validação constituem a segunda faceta da dissertação. Para tal melhorou-se o método, realizaram-se ensaios em modelos e finalmente compararam-se os resultados.

Deste ponto de vista agruparam-se as conclusões em dois grupos: as referentes aos elementos de placa e placas reforçadas e as referentes à flexão de estruturas tridimensionais, que incluem os ensaios e o método.

8.1 Conclusões sobre o estudo de elementos estruturais

O estudo dos elementos estruturais simples iniciou-se com a análise das condições fronteira características dos elementos de placa pertencentes a cascos de navios tendo sido concluído que a restrição ao movimento dos bordos era a condição mais representativa pelo menos em placas situadas no interior dos painéis. Avaliou-se e quantificou-se o impacto das condições fronteira na resistência à compressão de placas e desenvolveu-se um estudo paramétrico cujo

resultado permitisse prever a resistência última de placas restringidas sujeitas a compressão quer longitudinal quer transversalmente, recordando que a maioria dos estudos existentes dizem respeito a placas constrangidas simplesmente apoiadas.

8.1.1 *Placas carregadas longitudinalmente*

As expressões propostas para a resistência longitudinal de placas prevêem uma resistência menor do que a maior parte das formulações existentes em placas espessas e maior em placas muito esbeltas. A justificação para tal resulta do estado de tensão presente em placas restringidas ser fortemente biaxial em que a tensão transversal induzida, quer pelo coeficiente de Poisson quer pelo desenvolvimento da deformada, é compressiva nas placas espessas e de tracção nas placas esbeltas. Mostrou-se ainda que estas tensões de tracção em placas esbeltas são as responsáveis pela obtenção de um mínimo de resistência para placas com modos de colapso em que o número de semi-ondas é duplo da razão de dimensões, enquanto a teoria elástica de placas simplesmente apoiadas aponta para uma igualdade inteira.

Foi estudada a importância das imperfeições iniciais quer quanto à sua amplitude quer quanto à sua forma, tendo-se concluído que a forma é muito mais importante do que a amplitude no que respeita à resistência da placa restringida.

Cada forma dominante gera grupos diferentes de resistência de placas e a variação de amplitude origina uma variação de resistência diferente em função de cada forma ou modo dominante de imperfeições. Em geral a contribuição para a resistência resultante do aumento da amplitude das imperfeições é negativa mas existem situações em que a contribuição pode ser positiva ou nula, nomeadamente quando o modo dominante é o fundamental ($m=1$).

Investigou-se a dependência da resistência relativamente à razão de dimensões para estes tipo de placas já que é conhecida a sua negligenciável importância em placas simplesmente apoiadas. Verificou-se que esta dependência existe e que diminui à medida que a razão de dimensões aumenta. A influência deste parâmetro anula-se quando o modo dominante das imperfeições iniciais e de

colapso tem um comprimento de onda duplo da largura da placa.

A dispersão de resultados obtidos por variação da amplitude e forma das imperfeições iniciais e a obtenção de grupos separados de resistência conduzem à conclusão de que não é correcto fazer depender a previsão de resistência máxima de placas restringidas unicamente da amplitude das imperfeições. Esta conclusão levanta pelo menos dois problemas importantes: o primeiro relaciona-se com a expressão a utilizar nos códigos de dimensionamento; o segundo está relacionado com os estudos de fiabilidade estrutural por inviabilizar a utilização da amplitude das imperfeições como variável aleatória na determinação da resistência. A solução adoptada nesta dissertação para aplicações posteriores passa por usar a expressão da resistência última mínima, desprezando uma eventual resistência adicional resultante das particularidades da placa.

Um tratamento mais eficaz e que tendencialmente resolve os dois problemas passa por desenvolver uma base de dados com grande detalhe das imperfeições de chapas de navios, que permita conhecer as amplitudes de cada componente de Fourier da superfície da chapa. A partir dessa base de dados seria então possível estabelecer uma expressão para a resistência média de placas de navios e a sua dependência média da amplitude das imperfeições. Dadas as particularidades das imperfeições iniciais dos navios, tal base de dados deveria incluir pelo menos o tipo de navio e a localização da chapa no navio, criando-se expressões para as diversas combinações, o que se apresenta de todo pouco funcional. Este tipo de metodologia já foi ensaiado em alguns estudos [54,152] utilizando uma base de dados sobre imperfeições em placas de navios polacos [56].

Relativamente à simulação das curvas de comportamento dos elementos de placa restringida, curvas tensão-extensão, foram actualizadas as curvas anteriores que eram representativas para placas simplesmente apoiadas, tendo-se melhorado a representação do modelo de comportamento à tracção e compressão com tensões residuais.

8.1.2 *Placas carregadas transversalmente*

O trabalho desenvolvido nesta área dá uma boa contribuição para o alargamento dos dados disponíveis sobre a resistência de placas rectangulares restringidas e comprimidas transversalmente, dada a escassez de informação. A sua aplicabilidade na avaliação da resistência longitudinal de navios é limitada dada a preponderância da estrutura longitudinal sobre a transversal em navios modernos. No entanto alguns navios de menores dimensões ainda apresentam estruturas transversais e localmente, mesmo em navios de estrutura longitudinal, existem elementos de placa carregados transversalmente.

O estudo analisou em pormenor a influência de três parâmetros: a esbelteza de placa, a razão de dimensões e as imperfeições iniciais. Em relação a estas últimas concluiu-se que é pouco importante considerá-las ou não, porque não afectam grandemente a resistência última. A resistência da placa pode ser expressa em função da esbelteza e da razão de dimensões mas, ao contrário das poucas formulações anteriores, parece haver alguma independência entre as contribuições da esbelteza e da razão de dimensões na degradação da resistência da placa.

Um outro aspecto de grande relevância no comportamento de navios à flexão com estrutura transversal está relacionado com o comportamento pós colapso destas placas. De facto o início do processo de descarga destas placas dá-se a alongamentos (compressivos) bastante elevados o que faz com que o colapso de cascos com estrutura transversal não apresente as características catastróficas frequentemente encontradas em cascos com estrutura longitudinal.

8.1.3 *Placas reforçadas*

O levantamento dos resultados experimentais disponíveis sobre a compressão de placas reforçadas permitiu concluir que o método de previsão de resistência baseado no módulo estrutural tangente se mostra o mais fiável, apesar de não fornecer qualquer informação sobre o tipo de colapso: a ruína do reforço ou a da placa. Esta informação só está disponível indirectamente e de forma pouco fiável através da comparação entre a efectividade da placa reforçada e a efectividade da placa associada.

No estudo sobre o impacto da utilização de aço de alta resistência e de diferentes materiais na resistência de placas reforçadas restringidas foi introduzido o conceito de eficiência do conjunto placa reforçada/material e foi mostrado que os resultados podem ser bastante piores do que o esperado por simples proporcionalidade da tensão média.

8.2 Ensaios à flexão de vigas caixão

Os resultados dos ensaios de vigas em caixão sujeitas a flexão pura foram bastante bons e de acordo com as previsões obtidas pelo método simplificado com excepção de um dos modelos em que o desvio do momento máximo real relativamente à previsão foi grande.

Todos os ensaios tiveram uma fase de pré-carregamento cujo objectivo era estudar o alívio de tensões residuais e cujo equivalente real no navio é a primeira fase da sua operacionalidade. A análise do comportamento da estrutura e a quantificação da energia dissipada por alívio de tensões conduziram à apresentação de um método de estimativa do nível de tensões residuais em estruturas tridimensionais de secção aproximadamente rectangular e paredes finas. Foi ainda confirmado que a estrutura retoma o seu comportamento inicial sempre que se ultrapassa o máximo de esforço anterior. Mais surpreendente, mas justificável, é a aparente existência de memória da estrutura sobre os ciclos de carga anteriores, mais precisamente sobre os máximos esforços intermédios.

A forma do colapso dos modelos levanta sérias dúvidas sobre a eficácia da soldadura alternada descontínua. Nos três primeiros modelos as maiores deformações deram-se em zonas de ausência de soldadura sendo visível a falta de apoio sentida pela placa nessas zonas. Dada a aceitação deste tipo de ligação pelas entidades fiscalizadoras atribuindo-lhe eficácia equivalente à da ligação contínua, torna-se necessário desenvolver uma investigação mais profunda nesta área.

Um outro aspecto importante a estudar com mais detalhe em futuros ensaios é a diminuição da efectividade das zonas desapoias das painéis em tracção. Esta redução da efectividade diminui o momento suportado para uma

determinada curvatura, tornando a estrutura mais flexível. Por outro lado conduz a alterações na posição do eixo neutro afectando a distribuição de tensões em toda a estrutura.

8.3 Trabalhos Futuros

O método de previsão da resistência longitudinal de navios apresentado produz bons resultados e o programa associado requer uma informação inicial reduzida e de fácil modelação, demorando poucos segundos para produzir resultados. Assim este programa e as suas rotinas parecem ideais para serem aplicados em cálculos de fiabilidade estrutural que utilizem técnicas de Monte Carlo pela tremenda redução do tempo de cálculo que possibilitam.

A extensão do programa de ensaios abrangendo uma maior gama de arranjos estruturais, quer no que respeita aos parâmetros decisórios de projecto (esbelteza, espaçamento entre balizas e longitudinais, etc.) quer nas geometrias das secções como por exemplo secções representativas de navios com convés aberto, tem bastante interesse, sendo muito importante realizar ensaios com situações mais realista de carga, nomeadamente com flexão e corte simultâneos ou sujeitando a viga em caixão à pressão hidrostática.

Relativamente ao estudo dos componentes, existem poucos trabalhos dedicados à influência de carregamentos secundários na resistência longitudinal de placas reforçadas. Também aqui as possibilidades de investigação são enormes.

Como já foi dito neste Capítulo, o conhecimento sobre a forma e amplitude das imperfeições iniciais das chapas e dos reforços não é tão profundo quanto desejável o que impossibilita a sua utilização correcta nos estudos de resistência de placas, pelo que a criação de uma base de dados, recolha e tratamento dos mesmos se afigura como um trabalho bastante útil.

Referências

1. Caldwell, J. B. Ultimate longitudinal strength. *Transactions of RINA*. **1965**; 107:411-430.
2. Timoshenko, S. *History of strength of materials*. New York: McGraw-Hill Book Co.; **1953**.
3. Rutherford, S. E. e Caldwell, J. B. Ultimate longitudinal strength of ships: a case study. *Trans. SNAME*. **1990**; 98:441-471.
4. John, W. G. On the strength of iron ship. *Trans. INA*. **1874**; 15:74-93.
5. Yao, T.; Astrup, O. C.; Caridis, P. A.; Chen, Y. N.; Cho, S.-R.; Dow, R.; Niho, O., e Rigo, P.. "Committee VI.2-Ultimate Hull Girder Strength". editado por. *14th International Ship and Offshore Structures Congress (ISSC)*; Tokyo. **2000**: 321-391.
6. Jensen, J. J.; Caridis, P. A.; Cho, S.-R.; Dow, R.; Gordo, J. M.; Pegg, N. G.; Rohr, U.; Rutherford, S. E.; Zhang, S.; Damonte, R.; Kaminski, M. L.; Kozliakov, V. V., e T. Yao. "Ultimate Strength (Committee III.1)". editado por. *13th International Ship and Offshore Structures Congress (ISSC)Trondheim*; **1997**: 233-283.
7. Faulkner, D. contribution to the discussion of "Ultimate longitudinal strength" by J. Caldwell . *Transactions of RINA*. **1965**; 107.
8. Nishihara, S. Analysis of ultimate strength of stiffened rectangular plate (4th report) - On the ultimate bending moment of ship hull girder. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1983**; 154:367-375.
9. Endo, H., Tanaka, Y., Aoki, G., Inoue, H. e Yamamoto, Y. Longitudinal strength of fore body of ships suffering from slamming. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1988**; 163:322-333.
10. Mansour, A. E.; Yang, J. M., e Thayamballi, A. K.. "An experimental investigation of ship hull ultimate strength". editado por. *SNAME meeting*: SNAME; **1990**: 13.1-13.25.

11. Paik, J. K. e Mansour, A. E. A simple formulation for predicting the ultimate strength of ships. *J. of Marine Science and Technology*. **1995**; 1(1):52-62.
12. Maestro, M. e Marino, A. An assessment of the structural capacity of damaged ships: the plastic approach in longitudinal unsymmetrical bending and the influence of buckling. *International Shipbuilding Progress*. **1989**; 36(408):255-265.
13. Vinner, A. C.. "Development of ship strength formulation". editado por. *Advances in Marine Structures*; ARE, Dunfirmline. **1986**: 152-173.
14. Frieze, P. e et al.. "Committee V.1 - Applied Design". editado por. *11th International Ship and Offshore Structures Congress (ISSC)*; China. **1991**.
15. Smith, C. S.. "Influence of local compressive failure on ultimate longitudinal strength of a ship's hull". editado por. *3th Int. Symposium on Practical Design in Shipbuilding*; Tokyo. **1977**: 73-79.
16. Ostapenko, A.. "Strength of ship hull girders under moment, shear and torque". editado por. *SSC-SNAME Symposium on Extreme Loads Response*; USA. **1981**: 149-166.
17. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C.. "Approximate load shortening curves for stiffened plates under uniaxial compression". editado por: D. Faulkner, M. J. Cowling A. Incecik and P. K. Das. *Integrity of Offshore Structures - 5*; Glasgow. Warley, U.K.: EMAS; **1993**: 189-211.
18. Yao, T. e Nikolov, P. Progressive collapse analysis of a ship's hull under longitudinal bending. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1991**; 170:449-461.
19. Yao, T. e Nikolov, P. Progressive collapse analysis of a ship's hull under longitudinal bending (2nd report). *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1992**; 172:437-446.
20. Paik, J. K., Thayamballi, A. K. e Kim, D. H. An analytical method for the ultimate compressive strength and effective plating of stiffened panels. *Journal of Constructional Steel Research*. **1999**; (49):43-68.
21. Yao, T. e Nikolov, P. Progressive collapse behaviour of hull girder of a bulk carrier under longitudinal bending. *Nk Tech. Bulletin*. **1993**; 5-14.

22. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C.. "Collapse of ship hulls under combined vertical and horizontal bending moments". editado por. *6th International Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units (PRADS'95)*; Korea. **1995**: 2.808-2.819.
23. Gordo, J. M., Guedes Soares, C. e Faulkner, D. Approximate assessment of the ultimate longitudinal strength of the hull girder. *Journal of Ship Research*. **1996**; 40(1):60-69.
24. Japan Ministry of Transport. Committee for the investigation of causes of the casualty of Nakhodka. *Report on the investigation of causes of the casualty of Nakhodka*. **1997**.
25. Chen, Y. K., Kutt, L. M., Piaszczyk, C. M. e Bienik, M. P. Ultimate strength of ship structures. *Trans. SNAME*. **1983**; 91:149-168.
26. Kutt, L. M., Piaszczyk, C. M., Chen, Y. K. e Lin, D. Evaluation of the longitudinal ultimate strength of various ship hull configurations. *Trans. SNAME*. **1985**; 93:33-53.
27. Ueda, Y. e Rashed, S. M. H. The idealized structural unit method and its application to deep girder structures. *Computers and Structures*. **1984**; 18(2):227-293.
28. Paik, J. K. Advanced idealized structural elements considering both ductile-collapse and excessive tension-deformation. Pusan, Korea: Dep. of Naval Architecture; **1993**; PNUNA-SE-30. 61.
29. Masaoka, K.; Okada, H., e Ueda, Y.. "A rectangular plate element for ultimate strength analysis". editado por. *2nd Int. Conf. on Thin-Walled Structures*; Singapore. **1998**: 1-8.
30. Fujikubo, M., Kaeding, P. e Yao, T. ISUM rectangular plate element with new lateral shape function - Longitudinal and transverse thrust. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **2000**; 187.
31. Ueda, Y., Rashed, S. M. H. e Paik, J. K. Plate and stiffened plate units of the idealized structural unit method- under in-plane loading-. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1984**; 156:366-376.

32. Paik, J. K.. "Ultimate hull girder strength analysis using Idealized Structural Unit Method: a case study for double hull girder with transverseless system". editado por. *International Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units (PRADS'95)*: Elsevier; **1992**: 745-763.
33. Ueda, Y. e Rashed, S. M. H.. "Advances in the application of ISUM to marine structures". editado por. *Int. Conf. On Advances in Marine Structures-2*; ARE, Dunfirmline, UK. **1991**pp. 628-649.
34. Ueda, Y. e Yao, T. The plastic node method: a new method of plastic analysis. *Comput. Methods for Applied Mech. in Engng.* **1982**; 34:1089-2004.
35. Bai, Y., Bendiksen, E. e Pedersen, P. T. Collapse analysis of ship hulls. *Marine Structures.* **1993**; 6:485-507.
36. Faulkner, J. A., Clarke, J. D., Smith, C. S. e Faulkner, D. The loss of HMS Cobra - A reassessment. *Transactions of RINA.* **1984**; 127:125-151.
37. Dow, R. Testing and analysis of a 1/3-scale welded steel frigate model. *Advances in Marine Structures 2*. C.S. Smith and R.S. Dow ed. Elsevier Applied Science; **1991**; pp. 749-773.
38. Nishihara, S. Ultimate longitudinal strength of mid-ship cross section. *Naval Arch. & Ocean Engng.* **1984**; 22:200-214.
39. Dowling, P. J.; Chatterjee, S.; Frieze, P., and Moolani, F. M. Experimental and predicted collapse behaviour of rectangular steel box girders. *International Conference on Steel box Girder Bridges*. London; **1973**.
40. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C. Approximate method to evaluate the hull girder collapse strength. *Marine Structures.* **1996**; 9(1): 449-470.
41. Hansen, A. M. Strength of midship sections. *Marine Structures.* **1996**; 9:471-494.
42. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C.. "Considerações sobre a resistência de estruturas de parades finas". editado por: F. David e Silva and A. Rodrigues Mateus. *Projecto, Construção e Manutenção de Navios - Actas do Seminário*; Lisboa. **1998**pp. 7.1-7.17.

43. Moxham, K. E. *Compression in welded web plates* [PhD Thesis]: Univers. de Cambridge; **1970**.
44. Little, G. H. Rapid analysis of plate collapse by live-energy minimisation. *Journal of Mechanics Science*. **1977**; 19.
45. Crisfield, M. A. Large-deflection elasto-plastic analysis of plates using finite elements. **1973**; Transport & Road Res. Report LR 593.
46. Frieze, P. A. Ultimate load behaviour of steel plates box girders and their components [PhD Thesis]. London: Univ. of London; **1975**.
47. Harding, J. E.; Hobbs, R. E., e Neal, B. G.. "The elastoplastic analysis of imperfect square plates under in-plane loading". editado por. *Inst. of Civil Engrs.-Part 2*; **1977**: 137-158.
48. Faulkner, D. A review of effective plating for use in the analysis of stiffened plating in bending and compression. *Journal of Ship Research*. **1975**; 19:1-17.
49. Crisfield, M. A.. "Full-range analysis of steel plates and stiffened plating under uniaxial compression". editado por. *Inst. of Civil Engrs.-Part 2*; **1975**: 595-624.
50. Dwight, J. B. e Moxham K.E. Welded steel plates in compression. *The Structural Engineer*. **1969**; 47(2):49-66.
51. Guedes Soares, C. Design equation for the compressive strength of unstiffened plate elements with initial imperfections. *Journal of Constructional Steel Research*. **1988**; 9: 287-310.
52. Guedes Soares, C. Design equation for ship plate elements under uniaxial compression. *Journal of Constructional Steel Research*. **1992**; 22:99-114.
53. Ueda, Y. e Yao, T. The influence of complex initial deflection modes on the behaviour and ultimate strength of rectangular plates in compression. *Journal of Constructional Steel Research*. **1985**; 5:265-302.
54. Kmiecik, M. The influence of imperfections on the load carrying capacity of plates under uniaxial compression. *Ship Technology Research*. **1992**; 39:17-27.

55. Masubushi, K., Luebke, W. H. e Itoh, H. Novel techniques and their applications for measuring out-of-plate distortion of welded structures. *Journal of Ship Production*. **1988**; 4(2):73-80.
56. Kmiecik, M., Jastrzebski, T. e Kuzniar, J. Statistics of ship plating distortions. *Marine Structures*. **1995**; 8:119-132.
57. Pang, A. A., Tiberi, R., Lu, L.-W., Ricles, J. e Dexter, R. Measured imperfections and their effects on strength of component plates of a prototype double hull structure. *Journal of Ship Production*. **1995**; 11(1):47-52.
58. Masubushi, K. Analysis of welded structures: residual stresses, distortions and their consequences. New York: Pergamon Press; **1980**.
59. Paik, J. K. e Pedersen, P. T. A simplified method for predicting ultimate compressive strength of ships panels. *International Shipbuilding Progress*. **1996**; 43(434):139-157.
60. Rhodes, J.. "On the approximate prediction of elasto-plastic plate behaviour". editado por. *Inst. of Civil Engrs.-Part 2*; **1981**: 165-183.
61. Billingsley, D. W.. "Hull girder response to extreme bending moments". editado por. *5th STAR Symposium: SNAME*; **1980**: 51-63.
62. Davidson, H. L. *Post buckling of long rectangular plates*. Fritz Eng. lab.: Lehigh University; **1965**; Report 248.15.
63. Belkaid, M. A simplified analytical approach for the strength of longitudinally framed vessels and their components [Master degree]. Glasgow: University of Glasgow; **1989**.
64. Dwight, J. B. e Ractliffe, A. T. The strength of thin plates in compression. *Thin-Walled Structures*. **1969**.
65. Moxham, K. E. *Buckling tests on individual welded steel plates in compression*. Engineering Department: Cambridge University; **1971**; CUED/C-Struct./TR.3.
66. Bradfield, C. D. Tests on plates loaded in in-plane compression. *Journal of Constructional Steel Research*. **1980**; 1(1).

67. Becker, H.; Goldmann, R.; Pozerycki, J., and Colao, A. Compressive strength of ship hull girders. Part I. Unstiffened plates. *U.S. Ship Structure Committee*. Washington, D.C.; **1970**; SSC-217.
68. Dwight, J. B. and Little, G. H. *Tests on transverse welded box columns*. Cambridge University; **1972**; Report CUED/C Struct/TR24. (Engin. Depart.).
69. Little, G. H. The collapse of rectangular steel plates under uniaxial compression. *The Structural Engineer*. **1980**; 58B:45-60.
70. Timoshenko, S. and Gere, J. *Theory of elastic stability*. McGraw-Hill; **1986**.
71. Dow, R. e Smith, C. S. Effects of localized imperfections on the compressive strength of long rectangular plates. *Journal of Constructional Steel Research*. **1983**; 3:51-76.
72. Guedes Soares, C. e Faulkner, D.. "Probabilistic modelling of the effect of initial imperfections on the compressive strength of rectangular plates". editado por. *3th Int. Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units*; Trondheim, Norway. **1987**pp. 783-795.
73. Ueda, Y. e et al. Effects of welding residual stresses and initial deflection on rigidity and strength of square plates subjected to compression (Report II). *Transactions of Jap. Welding Research Institute*. **1977**; 6:33-38.
74. Jazukiewicz, A., Kmiecik, M., Taczala, M. e Majka, K. System of programs for IBM PC/AT for nonlinear analysis of plates and panels by finite element method. *Budowinictwo i Gospodarka Morska*. **1990**; 11(12).
75. Valsgard, S. Ultimate capacity of plates in biaxial in-plane compression. **1979**(Veritas; 78 (678)). Report.
76. Antoniou, A. C. On the maximum deflection of plating in newly built ships. *Journal of Ship Research*. **1980**; 24(1):31-39.
77. Antoniou, A. C., Lavidas, M. e Karvounis, G. On the shape of post-welding deformations of plate panels in newly built ships. *Journal of Ship Research*. **1984**; 28(1):1-10.

78. Latorre, R. e Birman, V. Note on post-welded hull plate load-displacement behavior. *Journal of Ship Production*. **1986**; 2(2):69-73.
79. Bonello, M. A.; Chryssanthopoulos, M. K., e Dowling, P. J.. "Probabilistic strength modelling of unstiffened plates under axial compression". editado por. *10th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE)*; Norway. **1991**.
80. Carlsen, C. A. e Czujko, J. The specification of tolerances for post welding distortion of stiffened plates in compression. *The Structural Engineer*. **1978**; 56 A(5):133-141.
81. Murray, J. M. Notes on deflected plating in tension and compression. *Trans. INA*. **1945**; 87.
82. Frieze, P. A.; Dowling, P. J., e Hobbs, R. H. Ultimate load behaviour of plates in compression. *Steel Plated Structures*. P. J. Dowling *et al.* ed. London: Crosby Lockwood Staples; **1977**; pp. 24-50.
83. Ueda, Y. e Tall, L. Inelastic buckling of plates with residual stresses. *Publications Intern. Assoc. of Bridge and Structural Engineering*. **1967**; 221-253.
84. Timoshenko, S. e Woinowsky-Krieger, S. *Theory of plates and shells*. Singapore: McGraw-Hill; **1987**.
85. Guedes Soares, C. e Soreide, T. H. Behaviour and design of stiffened plates under predominantly compressive loads. *International Shipbuilding Progress*. **1983**; 30(341):13-27.
86. Gordo, J. M. *Longitudinal Strength of Ships: a simplified approach* [Tese de Mestrado]. Glasgow: University of Glasgow; **1993**.
87. Reis, A. and Camotim, D. *Estabilidade estrutural*. McGraw-Hill; **2000**.
88. Bleich, F. *Buckling strength of metal structures*. New York: McGraw-Hill; **1952**.
89. Schultz, H. G. Uber die effektive breite druckbeanspruchter schiffsplatten und das effektive widerstandsmoment des schiffskastentrangers mit ausbeulendem langsverband. *Schiff und Hafen*. **1964**; 8:730-739.

90. Blanc, F. Discussion of ultimate longitudinal strength. *Transactions of RINA*. **1965**; 107:426-430.
91. Faulkner, D., Adamchak, J. C., Snyder, G. J. e Vetter, M. F. Synthesis of welded grillages to withstand compression and normal loads. *Computers and Structures*. **1973**; 3:221-246.
92. Valsgard, S. Numerical design prediction of the capacity of plates in biaxial in-plane compression. *Computers and Structures*. **1980**; 12:729-739.
93. Guedes Soares, C. e Gordo, J. M. Collapse strength of rectangular plates under transverse compression. *Journal of Constructional Steel Research*. **1996** ; 36(3):215-234.
94. Becker, H. and Colao, A. Compressive strength of ship hull girders. Part III. Theory and additional experiments. *U.S. Ship Structure Committee*. Washington, D.C.; **1977**; SSC-267.
95. Dowling, P. J.; Harding, J. E., and Slatford, J. E. Plates in biaxial compression - Final report: Imperial College of Science and Technology; **1979**; CESLIC Report SP4.
96. Bradfield, C. D. and Porter Goff, R. F. D. Compressive tests on steel plates of low aspect ratio. Cambridge University; **1975**; CUED/C-Struct/TR48.
97. Guedes Soares, C. e Gordo, J. M. Compressive strength of rectangular plates under biaxial load and lateral pressure. *Thin-Walled Structures*. **1996**; 24:231-259.
98. Guedes Soares, C. e Gordo, J. M. Design methods for stiffened plates under predominantly uniaxial compression. *Marine Structures*. **1997**; 10(6):465-497.
99. Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes. Euler, Leonhard. *De curvis elasticis*. Laussane and Geneve; **1744**.
100. Faulkner, D. Compression strength of welded grillages. *Ship Structural Design Concepts*. J. H. Evans ed. Maryland: Cornell Maritime Press; **1975**; pp. 633-712.

101. Faulkner, D. Toward a better understanding of compression induced stiffener tripping. *Steel and Aluminium Structures*. **1987**; 3:159-175.
102. Adamchak, J. C. An approximate method for estimating the collapse of a ship's hull in preliminary design. *Ship Structures Symposium '84*. **1984**; 37-61.
103. Carlsen, C. A. A parametric study of collapse of stiffened plates in compression. *The Structural Engineer*. **1980**; 58B(2):33-40.
104. Ayrton, W. E. e Perry, J. On struts. *The Engineer*. **1886**; 62:463-513.
105. Chatterjee, S. e Dowling, P. J.. "The design of box girder compression flanges". editado por: P.J. Dowling et al. *Int. Conf. Steel Plated Structures*; Imperial College, London. **1977**: 196-228.
106. Horne, M. R. e Narayanan, R.. "An approximate method for the design of stiffened steel compression panels". editado por. *Inst. of Civil Engrs.*; **1975**: 501-514.
107. Little, G. H. Stiffened steel compression panels - Theoretical failure analysis. *The Structural Engineer*. **1976**; 54A(0):489-500.
108. Rutherford, S. E. Stiffened compression panels. The analytical approach. *Hull Structures 82/26/R2*. Lloyd's Register of Shipping; **1984**.
109. Moolani, F. M. and Dowling, P. J. Ultimate load behaviour of stiffened plates in compression. *Steel Plated Structures*. P.J.Dowling *et al.* ed. London: Crosby Lockwood Staples; **1977**; pp. 51-88.
110. Bonello, M. A., Chryssanthopoulos, M. K. e Dowling, P. J. Ultimate strength design of stiffened plates under axial compression and bending. *Marine Structures*. **1993**; 6:533-522.
111. Murray, N. W. Buckling of stiffened panels loaded axially and in bending. *The Structural Engineer*. **1973**; 51(8).
112. Louca, L. A. e Harding, J. E. A plastic collapse mechanism for the tripping behaviour of flat-bar ring stiffeners in cylindrical shells subject to external pressure. *Int. J. Mech.Science*. **1994**; 36:257-276.

113. Davidson, P. C. *Design of plate panels under biaxial compression, shear and lateral pressure* [Ph.D. thesis]. Imperial College: University of London; **1989**.
114. Pu, Y.; Das, P. K., e Faulkner, D.. "Ultimate compression strength and probabilistic analysis of stiffened plates". editado por. *OMAE*; **1996**.
115. DNV. Buckling strength analysis. *Classification Notes*, n. 30.1. **1995**.
116. Smith, C. S. Compressive strength of welded steel ship grillages. *Transactions of RINA*. **1975**; 117:325-359.
117. Ueda, Y., Rashed, S. M. H. e Paik, J. K. An incremental Galerkin method for plates and stiffened plates. *Computers and Structures*. **1987**; 27(1):145-156.
118. Panagiotopoulos, G. D. Ultimate torsional strength of flat-bar stiffeners attached to flat plating under axial compression. *Marine Structures*. **1992**; 5:535-557.
119. Vayas, I. Torsional Rigidity of Open Stiffeners to Compression Flanges. *J. Const. Steel Research*. **1991**; (20):65-74.
120. Moan, T. et al. Report of Committee V.I. *ISSC*. **1994**; pp. 1-58.
121. Rigo, P.; Moan, T.; Frieze, P., e Chryssanthopoulos, M. K.. "Benchmarking of ultimate strength predictions for longitudinally stiffened panels". editado por. *6th International Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units (PRADS'95)*; Korea. **1995**: 869-882.
122. Mathewson, J. I. and Vinner, A. C. The strength and stiffeners of plating stiffened by flat bars. Part I:axial compressive loading tests. *BSRA*; **1962**; N392.
123. Faulkner, D. Compression tests on welded eccentrically stiffened plate panels. *Steel Plated Structures*. P.J. Dowling *et al.* ed. London: Crosby Lockwood Staples; **1977**; pp. 130-139.
124. Horne, M. R.; Montague, P., e Narayanan, R.. "Influence of strength of compression panels of stiffener section, spacing and welded connection". editado por. *Inst. of Civil Engrs.-Part 2*; **1977**: 1-20.

125. Horne, M. R. e Narayanan, R. Design of axially loaded stiffened plates. *J. Struct. Div.* **1977**; 103:2243-2257.
126. Paik, J. K., Thayamballi, A. K. e Lee, W. H. A numerical investigation of tripping. *Marine Structures*. **1998**; 11:159-183.
127. Paik, J. K., Thayamballi, A. K. e Park, Y. E. Local buckling of stiffeners in ship plating. *Journal of Ship Research*. **1998**; 42(1):56-67.
128. Fujikubo, M., Yanagihara, D. e Yao, T. Estimation of Ultimate Strength of Continuous Stiffened Plates under Thrust. *J. Soc. Naval Arch. of Japan*. **1999**; 185(6):203-212.
129. Yao, T., Fujikubo, M., Yanagihara, D. e Irisawa, M. Considerations on FEM modelling for buckling/plastic collapse analysis of stiffened plates. *Trans. West-Japan Soc. Naval Arch.* **1998**; 95:121-128.
130. Hu, S. Z. e Jiang, L. A finite element simulation of the test procedure of stiffened panels. *Marine Structures*. **1998**; 11:75-99.
131. Grondin, G. Y., Chen, Q., Elwi, A. E. e Cheng, J. J. Stiffened steel plates under compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*. **1998**; 45(2):125-148.
132. Fok, W. C., Walker, A. C. e Rhodes, J. Buckling of locally imperfect stiffeners in plates. *Journal Engineering Mechanics Div.* **1977**; 103:895-911.
133. Ellinas, C. P. and Croll, J. G. A. The basis of a design approach for stiffened plates. *Stability Problems in Engineering Structures and Components*. Applied Science Pub. ed. London; pp. 401-422.
134. Guedes Soares, C. A code requirement for the compressive strength of plate elements. *Marine Structures*. **1988**; 11:71-80.
135. Guedes Soares, C. Design equation for ship plate elements under uniaxial compression. *J. Const. Steel Research*. **1992**; 22:99-114.
136. Dwight, J. B. e Little, G. H. Stiffened steel compression flanges - a simpler approach. *The Structural Engineer*. **1976**; 54A:501-509.
137. Robertson, A. The strength of structs. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. **1925**; (25).

138. Carlsen, C. A. Simplified collapse analysis of stiffened plates. *Norwegian Maritime Research*. **1977**; (4):20-36.
139. ABS. Rules Restatement Report. *AMERICAN BUREAU OF SHIPPING*. **1991**.
140. Adamchak, J. C. Design Equations for Tripping of Stiffeners under Inplane and Lateral Loads. Bethesda, Maryland; **1979**; DTNSRDC Report 79/064.
141. Smith, C. S. e Faulkner, D. Dynamic behaviour of partially constrained ship grillages. *The Shock and Vibration Bulletin*. **1969**; (40, Part 7).
142. Horne, M. R. e Narayanan, R.. "Ultimate capacity of stiffened plates used in girders". editado por. *Inst. of Civil Engrs.*; **1976**: 253-280.
143. Kondo, J. and Ostapenko, A. Tests on Longitudinally - Stiffened Plate Panels with Fixed Ends. Effect of Lateral Loading. Lehigh University, Fritz Eng. Laboratory; **1964**; Report 248.12.
144. Dean, J. A. and Dowling, P. J. Ultimate load tests on three stiffened plates under combined in-plane and lateral loading. *Steel Plated Structures*. P. J. Dowling et al. ed. London: Crosby Lockwood Staples; **1977**; pp. 743-763.
145. Dubois, M. Tests of Flat Plated Grillages. *Bulletin Technique du Bureau Veritas*. **1975**); 15-20.
146. ASAS-NLWS Atkins Eng. Sciences Ltd. ASAS-NL User Manual. Version 20. Epsom, England; 1990.
147. Dowling, P. J.; Moolani, F. M., and Frieze, P. The effect of shear lag on the ultimate strength of box girders. *Steel Plated Structures*. Granada; **1977**; pp. 108-141.
148. Gordo, J. M. and Guedes Soares, C. Ultimate vertical and horizontal bending moments of ships hulls [BRITE/EURAM Project 4554]. 3.2R/06. IST/Portugal; **1995**.
149. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C. Interaction equation for the collapse of tankers and containerships under combined bending moments. *Journal of Ship Research*. **1997**; 41(3):230-340.

150. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C.. "Resistência ao colapso de secções danificadas de navios". editado por: C. Guedes Soares, A. Mira Moneris. *Segurança, Qualidade e Meio Ambiente nas Indústrias Marítimas*; Lisboa. Lisboa; **1997**pp. 27.1-27.13.
151. Gordo, J. M. e Guedes Soares, C.. "Residual Strength of Damaged ship hulls". editado por. *Proceedings of IMAM*; Napoli, Italy. **2000**: 79-86.
152. Guedes Soares, C. e Kmiecik, M. Simulation of the ultimate compressive strength of unstiffened rectangular plates. *Marine Structures*. **1993**; 6:265-276.
153. Veiga da Cunha. *Desenho Técnico*. 6 ed. Portugal: Fundação Gulbenkian; **1984**.
154. Shigley, J. E. *Mechanical Engineering Design*. McGraw-Hill; **1986**.

Anexo A Resistência Longitudinal de Placas

Neste anexo caracterizam-se os modelos de placa utilizados nos diversos estudos de elementos finitos quanto às dimensões e imperfeições geométricas. Os resultados são apresentados para cada esbelteza e razão de dimensões e são expressos em termos da resistência última normalizada da placa restringida, a extensão correspondente a esta resistência, a extensão média correspondente ao início de plastificação (só parcialmente disponível) e o modo de colapso.

A.1 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 2

A.1.1 Placas semi espessas ($\beta=1,69$)

A.1.1.1 Características geométricas

$\beta_o = 1.69$ $\alpha=2$	a_{11} (mm)	a_{12} (mm)	a_{21} (mm)	a_{22} (mm)	a_{11}/a_{21}	Máximo (mm)
A	0,5	0,2	0,2	0,1	2,5	0,682
B	1,0	0,2	0,2	0,1	5,0	1,066
C	0,1	0,2	1,2	0,1	0,083	1,271
D	0,1	0,2	2,0	0,1	0,050	2,071
E	1,0	0,4	0,4	0,2	2,5	1,364
F	0,1	0,2	0,6	0,2	0,167	0,716
G	0,8	0,4	0,8	0,2	1,0	1,449
H	0,9	-	0,6	-	1,5	1,348
I	1,2	-	0,6	-	2,0	1,533
J	1,2	-	0,5	-	2,4	1,462
K	0,6	-	0,25	-	2,4	0,731
L	0,6	-	0,6	-	1,0	1,025
M	0,6	-	-	-	∞	0,600
N	0,05	-	-	-	∞	0,050
O	1,2	-	-	-	∞	1,200
P	-	-	0,05	-	0	0,050
Q	0,5*	-	0,01	-	-	0,500
R	1,0*	-	0,05	-	-	1,000
S	2,0*	-	0,1	-	-	2,000

Tabela 35 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura. * valor da componente $m=3$; $n=1$.

A.1.1.2 Resultados numéricos com PANFEM

$\beta_o = 1.69$ $\alpha=2$	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	$\bar{\varepsilon}_{pl}$	Modo de colapso
A	0,1364	0,886	0,888	0,848	m=1→2
B	0,2131	0,917	0,934	0,843	m=1→2
C	0,2541	0,798	1,100	0,780	m=2
D	0,4141	0,766	1,199	0,844	m=2
E	0,2729	0,886	0,917	0,821	m=1→2
F	0,1431	0,829	1,032	0,745	m=2
G	0,2897	0,814	0,955	-	m=2
H	0,2897	0,826	0,950	-	m=2
I	0,3066	0,838	1,364	-	m=2
J	0,3066	0,869	0,909	-	m=1→2
K	0,1462	0,878	0,883	-	m=1→2
L	0,2049	0,824	1,002	-	m=2
M	0,1200	0,950	0,964	-	m=1→3
N	0,0100	0,977	0,942	0,872	m=1→3
O	0,2400	0,940	0,999	-	m=1→3
P	0,0100	0,868	0,870	0,792	m=2
Q	0,1000	0,816	0,933	0,738	m=3
R	0,2000	0,761	1,096	0,663	m=3
S	0,4000	0,702	1,219	0,715	m=3

Tabela 36 Resistência longitudinal de placas retangulares com vários níveis de imperfeições iniciais.

A.1.2 Placas esbeltas ($\beta=3,38$)

A.1.2.1 Características geométricas e resistência estrutural

$\alpha=2$	a_{11} (mm)	a_{21} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	$\bar{\varepsilon}_{pl}$	Modo de colapso
A	0,5	3,0	3,354	1,341	0,590	1,152	-	m=2
B	3,0	0,5	3,148	1,259	0,634	0,792	-	m=1→2+4
C	0,25	1,5	1,678	0,671	0,593	0,999	0,832	m=2
D	1,5	0,25	1,574	0,630	0,518	1,036	0,643	m=1→3
E	1,0	6,0	6,708	2,683	0,585	1,367	0,751	m=2
F	6,0	1,0	6,295	2,518	0,711	0,863	-	m=1
G	-	,025	0,025	0,010	0,632	1,096	0,793	m=2
H	,025	-	0,025	0,010	0,527	1,063	-	m=3
M	,025	,002	0,025	0,010	0,600	0,896	-	m=2
O	1,9	1,9	3,291	1,316	0,562	0,979	-	m=2
P	2,4	1,2	3,118	1,247	0,547	0,926	-	m=2
Q	3,0	0,75	3,273	1,309	0,617	0,790	-	m=1→2+4
R	2,7	0,9	3,118	1,247	0,536	0,866	0,633	m=2
	a_{31} (mm)	a_{21} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	$\bar{\varepsilon}_{pl}$	Modo de colapso
I	3,0	0,5	3,432	1,373	0,485	1,543	0,822	m=3
J	0,5	3,0	3,353	1,341	0,564	1,112	0,731	m=2
K	,025	-	0,025	0,010	0,589	0,872	-	m=2
L	0,75	0,13	0,858	0,343	0,510	1,152	0,767	m=3
N	1,5	0,25	1,716	0,687	0,498	1,316	0,779	m=3

Tabela 37 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 2,5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura e respectiva resistência longitudinal e modo de colapso.

A.2 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 3

A.2.1 Resumo das características geométricas, das imperfeições iniciais.

$\alpha=3$									
β	t	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}	a_{51}	d/t	d/(t β)	d/(t β^2)
0,845	10,0	0,2	0,1	1,0	0,1	0,1	0,1323	0,1566	0,1853
1,352	6,25	0,2	0,1	1,0	0,1	0,1	0,2117	0,1566	0,1158
1,690	5,0	0,2	0,1	1,0	0,1	0,1	0,2646	0,1566	0,0926
2,535	3,30	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1	0,2343	0,0924	0,0365
3,381	2,50	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1	0,3093	0,0915	0,0271
4,226	1,0	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1	0,3866	0,0915	0,0216

Tabela 38 Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie A.

$\alpha=3$									
β	t	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}	a_{51}	d/t	d/(t β)	d/(t β^2)
0,845	10,0	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1	0,0773	0,0915	0,1083
1,352	6,25	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1			
1,690	5,0	0,1	0,1	2,0	0,1	0,1	0,4546	0,2690	0,1592
2,535	3,30	0,1	0,1	2,0	0,1	0,1			
3,381	2,50	0,1	0,1	2,0	0,1	0,1			
4,226	1,0	0,1	0,1	3,0	0,1	0,1	1,6366	0,3873	0,0916

Tabela 39 Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie B.

$\alpha=3$									
β	t	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}	a_{51}	d/t	d/(t β)	d/(t β^2)
0,845	10,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0382	0,0452	0,0535
1,352	6,25	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1			
1,690	5,0	0,1	0,1	0,3	0,1	0,1	0,1146	0,0678	0,0401
2,535	3,30	0,1	0,1	4,0	0,1	0,1			
3,381	2,50	0,1	0,1	5,0	0,1	0,1			
4,226	1,0	0,1	0,1	6,0	0,1	0,1	3,1366	0,7422	0,1756

Tabela 40 Imperfeições iniciais de placas simplesmente apoiadas ($\alpha=3$). Serie C.

A.2.2 Influência das imperfeições

A influência da variação da amplitude do modo crítico das imperfeições iniciais é mostrada da Figura 224 a Figura 225. Nas placas muito espessas o

aumento das distorções é acompanhado pela redução de resistência. Nas placas finas acontece o fenómeno inverso, sendo o aumento da amplitude acompanhado por um aumento da resistência e um retardamento da extensão correspondente ao colapso.

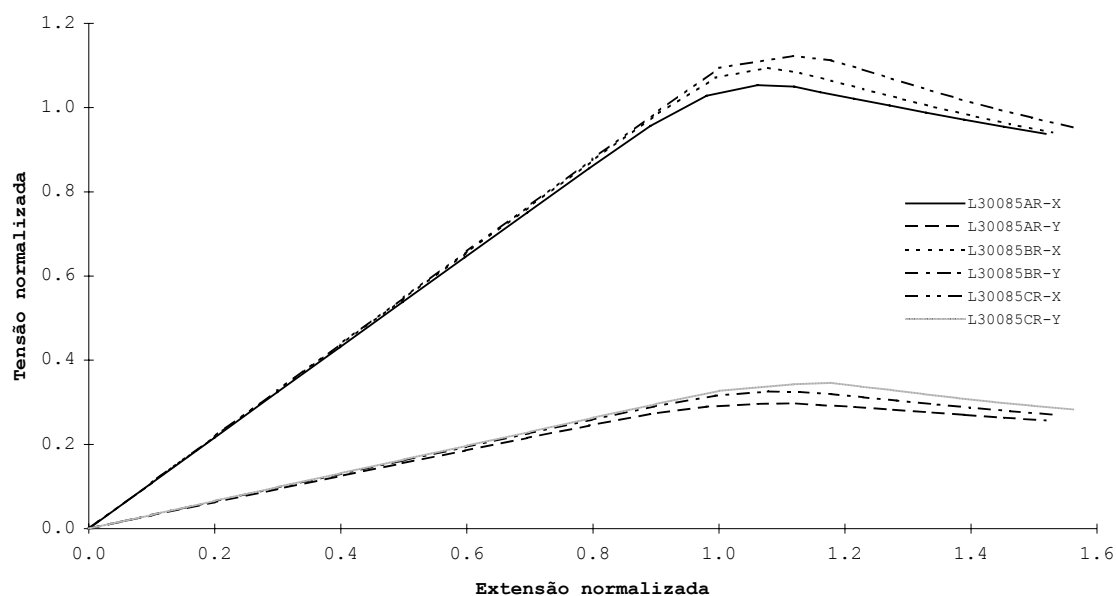


Figura 224 Influência das distorções em placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=3$ e $\beta=0,85$.

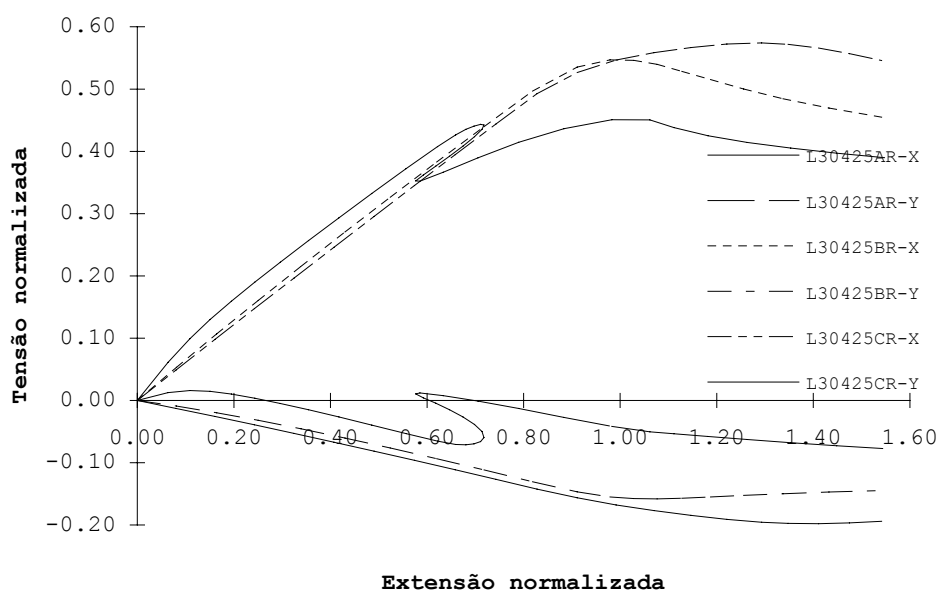


Figura 225 Influência das distorções em placas simplesmente apoiadas, restringidas com $\alpha=3$ e $\beta=4,23$.

O fenómeno identificado anteriormente e associado à mudança de modo de deformação deixa de estar presente quando a amplitude das imperfeições aumenta. Devido ao facto da resistência longitudinal de placas com modo de colapso $\alpha+1$ ser normalmente inferior à das placas com modo $m=\alpha$, verifica-se uma grande disparidade dos máximos entre a placa mais ‘perfeita’ e as duas restantes.

A.3 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 2

Apresentam-se nesta secção as características geométricas das placas restringidas carregadas longitudinalmente utilizadas para o estudo da influência da razão de dimensões e do modo das imperfeições iniciais em igualdade da amplitude absoluta. Nas últimas colunas indica-se o valor da resistência última, a extensão à qual esta resistência acontece e o modo de colapso predominante.

β		a_{11} (mm)	a_{21} (mm)	a_{31} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,114	1,068	1,166	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,095	1,108	1,127	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,114	1,037	1,133	m=3
1,35	A	0,1	1,0	0,1	1,1	0,183	0,897	1,037	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,152	0,993	0,982	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,182	0,858	0,978	m=3
1,69	A	0,1	1,0	0,1	1,1	0,228	0,801	1,012	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,191	0,902	0,924	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,227	0,752	1,016	m=3
2,54	A	0,1	1,0	0,1	1,1	0,341	0,660	0,997	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,259	0,687	0,830	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,341	0,589	1,310	m=3
3,38	A	0,1	1,0	0,1	1,1	0,457	0,582	0,957	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,381	0,521	1,030	m=3
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,455	0,506	1,276	m=3
4,23	A	0,1	1,0	0,1	1,1	0,571	0,521	0,887	m=2
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,476	0,465	0,984	m=3
	C	0,1	0,1	1,0	1,1	0,568	0,458	1,222	m=3

Tabela 41 Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=2$ com vários modos de imperfeições iniciais. Série 3.

A.4 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 3

Apresentam-se nesta secção as características geométricas das placas restringidas carregadas longitudinalmente utilizadas para o estudo da influência da razão de dimensões e do modo das imperfeições iniciais em igualdade da amplitude absoluta. Nas últimas colunas indica-se o valor da resistência última, a extensão à qual esta resistência acontece e o modo de colapso predominante.

β		a_{11} (mm)	a_{31} (mm)	a_{41} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\epsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,122	1,062	1,132	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,093	1,114	1,171	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,117	1,040	1,073	m=4
1,35	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,196	0,893	1,012	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,149	1,003	0,973	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,187	0,862	1,002	m=4
1,69	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,245	0,798	0,993	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,186	0,900	0,892	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,234	0,757	1,001	m=4
2,54	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,367	0,661	0,980	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,279	0,654	0,894	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,351	0,604	1,103	m=4
3,38	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,489	0,586	0,920	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,371	0,559	0,860	m=3
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,468	0,527	1,234	m=4
4,23	A	0,1	1,0	0,1	1,2	0,612	0,529	0,863	m=3
	B	1,0	0,1	0,1	0,9	0,464	0,492	0,800	m=4
	C	0,1	0,1	1,0	1,2	0,585	0,480	1,108	m=4

Tabela 42 Resistência longitudinal de placas rectangulares $\alpha=3$ com vários modos de imperfeições iniciais. O termo a_{21} é igual a 0,1. Série 4.

A.5 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 4

Apresentam-se nesta secção as características geométricas das placas restringidas carregadas longitudinalmente utilizadas para o estudo da influência da razão de dimensões e do modo das imperfeições iniciais em igualdade da amplitude absoluta. Nas últimas colunas indica-se o valor da resistência última, a extensão à qual esta resistência acontece e o modo de colapso predominante.

β		a_{11} (mm)	a_{41} (mm)	a_{51} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,129	1,061	1,097	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,100	1,116	1,215	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,127	1,046	1,211	m=5
1,35	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,207	0,889	1,018	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,160	0,997	0,963	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,203	0,867	0,989	m=5
1,69	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,258	0,796	1,013	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,200	0,899	0,890	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,253	0,764	1,221	m=5
2,25	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,388	0,663	0,971	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,300	0,634	0,988	m=5
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,380	0,616	1,146	m=5
3,38	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,516	0,589	0,931	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,400	0,541	0,978	m=5
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,506	0,542	1,139	m=5
4,23	A	0,2	1,0	0,1	1,3	0,646	0,530	0,863	m=4
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,500	0,485	0,939	m=5
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,633	0,490	1,062	m=5

Tabela 43 Resistência longitudinal de placas retangulares $\alpha=4$ com vários modos de imperfeições iniciais. Os termos a_{21} e a_{31} são iguais a 0,1.

A.6 Placas Rectangulares de Razão de Aspecto 5

Apresentam-se nesta secção as características geométricas das placas restringidas carregadas longitudinalmente utilizadas para o estudo da influência da razão de dimensões e do modo das imperfeições iniciais em igualdade da amplitude absoluta. Nas últimas colunas indica-se o valor da resistência última, a extensão à qual esta resistência acontece e o modo de colapso predominante.

β		a_{11} (mm)	a_{51} (mm)	a_{61} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\epsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,136	1,059	1,053	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,102	1,116	1,146	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,132	1,050	1,055	m=6
1,35	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,218	0,888	1,003	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,164	0,992	0,953	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,211	0,873	0,972	m=6
1,69	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,272	0,799	1,007	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,205	0,889	0,881	m=1
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,263	0,769	0,974	m=6
2,54	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,408	0,667	1,007	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,307	0,659	0,907	m=5
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,395	0,625	1,091	m=6
3,38	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,544	0,586	0,929	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,409	0,559	0,896	m=5
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,527	0,551	1,122	m=6
4,23	A	0,1	1,0	0,1	1,3	0,680	0,533	0,873	m=5
	B	1,0	0,1	0,1	1,0	0,511	0,474	0,942	m=5→7
	C	0,1	0,1	1,0	1,3	0,658	0,504	1,016	m=6

Tabela 44 Resistência longitudinal de placas retangulares $\alpha=5$ com vários modos de imperfeições iniciais. Os termos a_{21} , a_{31} e a_{41} são iguais a 0,1.

A.7 Placas Quadradas

β	a_{11} (mm)	a_{21} (mm)	Máximo (mm)	d/t	ϕ	$\bar{\epsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	1,0	0,0	1,0	0,100	1,079	1,258	m=1
1,35	1,0	0,0	1,0	0,160	0,909	1,100	m=1
1,69	1,0	0,0	1,0	0,200	0,813	1,081	m=1
2,54	1,0	0,0	1,0	0,300	0,679	1,153	m=1
3,38	1,0	0,0	1,0	0,400	0,623	1,272	m=1
4,23	1,0	0,0	1,0	0,500	0,601	1,348	m=1

Tabela 45 Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais crítico e amplitude de 1mm. Série A.

β	a_{11} (mm)	a_{21} (mm)	Máximo (mm)	w/t	ϕ	$\bar{\varepsilon}_u$	Modo de colapso
0,85	0,0	1,0	1,0	0,100	1,026	1,280	m=2
1,35	0,0	1,0	1,0	0,160	0,875	1,051	m=2
1,69	0,0	1,0	1,0	0,200	0,775	1,062	m=2
2,54	0,0	1,0	1,0	0,300	0,597	1,075	m=2
3,38	0,0	1,0	1,0	0,400	0,494	1,220	m=2
4,23	0,0	1,0	1,0	0,500	0,429	1,244	m=2

Tabela 46 Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais de ordem superior ao crítico (m=2) e amplitude de 1mm. Série B.

β	a_{11} (mm)	a_{21} (mm)	Máximo (mm)	w/t	ϕ (m=1)	$\bar{\varepsilon}_u$ (m=1)	ϕ (m=2)	$\bar{\varepsilon}_u$ (m=2)
0,85	1,0	0,1	1,0	0,100	1,079	1,258		
1,35	1,0	0,1	1,0	0,160	0,909	1,100		
1,69	1,0	0,1	1,0	0,200	0,813	1,081		
2,54	1,0	0,1	1,0	0,300	0,679	1,153		
3,38	1,0	0,5	1,0	0,400	0,623	1,272		
4,23	1,0	0,1	1,0	0,500	0,567	1,052	0,436	1,317

Tabela 47 Resistência longitudinal de placas quadradas com modo de imperfeições iniciais crítico e amplitude de 1mm com componente não nula para m=2. Série C.

Anexo B Resistência Transversal de Placas

B.1 Razão de Dimensões $\alpha=2$

Identif.	β	d_m/t	$d_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{12}	a_{22}
T200820B	0,85	0,1101	0,1541	1,0	0,25	-	-
T201740B	1,69	0,2131	0,0746	1,0	0,2	0,2	0,1
T202820B	2,82	0,7338	0,0923	2,0	0,5	-	-
T203420B	3,38	0,8805	0,0771	2,0	0,5	-	-
T204220B	4,23	1,1007	0,0615	2,0	0,5	-	-
T201720A	1,69	0,4141	0,1450	0,1	2,0	-	-
T202820A	2,82	0,6902	0,0868	0,1	2,0	-	-
T203420A	3,38	0,8283	0,0725	0,1	2,0	-	-
T204220A	4,23	1,0354	0,0579	0,1	2,0	-	-
T201740A	1,69	0,1364	0,0478	0,5	0,2	0,2	0,1
T201740C	1,69	0,2541	0,0890	0,1	1,2	0,2	0,1
T201740D	1,69	0,4141	0,1450	0,1	2,0	0,2	0,1
T204220C	4,23	1,2774	0,0714	2,0	1,0	-	-
T204240B	4,23	1,1007	0,0615	2,0	0,5	0,2	0,1

Tabela 48 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 5 mm de espessura, 500 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T200820B	0,85	0,9713	0,8605	0,241	+0,280	m=1	
T201740B	1,69	1,0668	0,5086	0,036	+0,071	m=1	
T202820B	2,82	1,5189	0,3563	-0,103	-0,289	m=1	
T203420B	3,38	1,5684	0,3293	-0,127	-0,386	m=1	
T204220B	4,23	1,6011	0,3035	-0,148	-0,488	m=1	
T201720A	1,69	1,1987	0,7631	0,001	+0,001	m=2	$\phi_F=0,833$
T202820A	2,82	1,3916	0,6385	-0,145	-0,227	m=2	$\phi_F=0,583$
T203420A	3,38	0,9869	0,5615	-0,115	-0,205	m=2	$\phi_F=0,504$
		1,2966	0,3329	-0,061	-0,183	m=1	
T204220A	4,23	0,8578	0,4804	-0,120	-0,250	m=2	$\phi_F=0,417$
		1,2092	0,3008	-0,077	-0,256	m=1	
T201740A	1,69	1,0326	0,5214	0,050	+0,096	m=1	
T201740C	1,69	0,6742	0,6033	0,109	+0,181	m=2	$\phi_F=0,833$
		1,5221	0,4948	0,025	+0,051	m=1	
T201740D	1,69	1,1751	0,7557	0,009	+0,012	m=2	$\phi_F=0,833$
T204220C	4,23	1,4704	0,3030	-0,135	-0,446	m=1	
T204240B	4,23	1,4710	0,3000	-0,139	-0,463	m=1	

Tabela 49 Resistência transversal de placas retangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

B.2 Razão de Dimensões $\alpha=2.5$

Identif.	β	w_m/t	$w_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}
T250820C	0,85	0,0956	0,1338	1,0	0,1	0,1
T251720C	1,69	0,2869	0,1005	1,5	0,15	0,15
T252820C	2,82	0,6375	0,0802	2,0	0,2	0,2
T253420C	3,38	0,9563	0,0837	2,5	0,25	0,25
T254220C	4,23	1,4345	0,0812	3,0	0,3	0,3
T251720A	1,69	0,3212	0,1125	0,15	1,5	-
T252820A	2,82	0,7138	0,0898	0,2	2,0	-
T253420A	3,38	1,0707	0,0937	0,25	2,5	-
T254220A	4,23	1,6061	0,0898	0,3	3,0	-
T251720B	1,69	0,3099	0,1085	0,15	0,15	1,5
T252820B	2,82	0,6886	0,0866	0,2	0,2	2,0
T253420B	3,38	1,0329	0,0904	0,25	0,25	2,5
T254220B	4,23	1,5493	0,0866	0,3	0,3	3,0

Tabela 50 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 625 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T250820C	0,85	0,938	0,8036	0,230	0,286	m=1	
T251720C	1,69	1,110	0,4390	0,030	0,068	m=1	
T252820C	2,82	1,500	0,3005	-0,083	-0,276	m=1	
T253420C	3,38	1,553	0,2710	-0,107	-0,395	m=1	
T254220C	4,23	1,588	0,2462	-0,126	-0,512	m=1	
T251720A	1,69	1,128	0,6638	0,002	0,001	m=2	
T252820A	2,82	1,541	0,5233	-0,157	-0,300	m=2	
T253420A	3,38	1,314	0,4689	-0,153	-0,326	m=2	
		1,536	0,2809	-0,004	-0,014	m=1	
T254220A	4,23	1,233	0,4161	-0,157	-0,377	m=2	
		1,503	0,2502	-0,028	-0,112	m=1	
T251720B	1,69	1,036	0,4487	0,042	0,105	m=1	
T252820B	2,82	1,465	0,3116	-0,060	-0,193	m=1	
T253420B	3,38	0,380	0,2878	-0,014	-0,049	m=3	
		1,523	0,2837	-0,061	-0,215	m=1	
T254220B	4,23	0,617	0,4301	-0,065	-0,151	m=3	1/2 placa
		1,533	0,2600	-0,055	-0,212	m=1	

Tabela 51 Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

B.3 Razão de Dimensões $\alpha=3.0$

Identif.	β	w_m/t	$w_m/(t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}
T300830A	0,85	0,0928	0,1299	0,2	0,1	1,0
T301730A	1,69	0,2707	0,0948	0,2	0,1	1,0
T301730B	1,69	0,2373	0,0831	0,1	2,0	-
T302830A	2,82	0,9276	0,1166	0,6	0,3	3,0
T303430A	3,38	1,1131	0,0974	0,6	0,3	3,0
T304230A	4,23	1,6500	0,0922	0,6	0,0	3,0
T300830C	0,85	0,0821	0,1136	1,0	0,1	0,2
T301730C	1,69	0,3681	0,1289	2,0	0,1	0,2
T302830C	2,82	0,8214	0,1033	3,0	0,3	0,6
T303430C	3,38	0,9857	0,0863	3,0	0,3	0,6
T304230C	4,23	1,5926	0,0890	4,0	0,3	0,6

Tabela 52 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 750 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T300830A	0,85	0,894	0,9426	0,271	0,288	m=3	
T301730A	1,69	0,995	0,4219	0,084	0,128	m=1	
T301730B	1,69	1,094	0,6018	0,018	0,030	m=2	
T302830A	2,82	0,533	0,3525	-0,027	-0,077	m=3	
		1,538	0,2744	-0,026	-0,095	m=1	
T303430A	3,38	0,511	0,3222	-0,039	-0,121	m=3	
		1,606	0,2487	-0,037	-0,149	m=1	
T304230A	4,23	0,693	0,4069	-0,091	-0,224	m=3	1/4 placa
		1,519	0,2185	-0,049	-0,224	m=1	
T300830C	0,85	0,915	0,7669	0,224	0,292	m=1	
T301730C	1,69	1,026	0,4163	-0,050	-0,120	m=1	
T302830C	2,82	2,053	0,2611	-0,095	-0,364	m=1	
T303430C	3,38	2,540	0,2407	-0,129	-0,536	m=1	
T304230C	4,23	2,505	0,2168	-0,143	-0,660	m=1	

Tabela 53 Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

B.4 Razão de Dimensões $\alpha=4.0$

Identif.	β	w_m/t	$w_m / (t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}
T400820A	0,85	0,0807	0,1130	1,0	0,1	0,1	0,1
T401720A	1,69	0,2795	0,0979	1,5	0,15	0,15	0,15
T402820A	2,82	0,6212	0,0781	2,0	0,2	0,2	0,2
T403420A	3,38	0,9286	0,0813	2,5	0,25	0,25	0,25
T404220A	4,23	1,3977	0,0781	3,0	0,3	0,3	0,3
T401720B	1,69	0,3308	0,1158	0,15	0,15	0,15	1,5
T402820B	2,82	0,7351	0,0924	0,2	0,2	0,2	2,0
T403420B	3,38	1,1026	0,0965	0,25	0,25	0,25	2,5
T404220B	4,23	1,6539	0,0924	0,3	0,3	0,3	3,0

Tabela 54 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 1000 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T400820A	0,85	0,8762	0,7376	0,222	0,301	m=1	
T401720A	1,69	1,064	0,3583	0,051	0,142	m=1	
T402820A	2,82	1,557	0,2186	-0,048	-0,220	m=1	
T403420A	3,38	1,618	0,1907	-0,080	-0,420	m=1	
T404220A	4,23	1,545	0,1648	-0,077	-0,467	m=1	
T401720B	1,69	0,843	0,4761	0,094	0,197	m=4+1	
		1,560	0,3563	0,061	0,171	m=1	
T402820B	2,82	1,267	0,3568	-0,046	-0,129	m=4+1	
		1,510	0,2448	0,037	0,151	m=1	
T403420B	3,38	1,361	0,3232	0,064	0,198	m=4	
T404220B	4,23	0,6326	0,3632	-0,073	-0,201	m=4	
		1,2994	0,2859	-0,078	-0,273	m=4+1	

Tabela 55 Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

B.5 Razão de Dimensões $\alpha=5.0$

Identif.	β	w_m/t	$w_m / (t\beta^2)$	a_{11}	a_{21}	a_{31}	a_{41}	a_{51}
T500820A	0,85	0,0871	0,1219	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1
T501720A	1,69	0,3000	0,1050	1,5	0,15	0,15	0,15	0,15
T502820A	2,82	0,6667	0,0838	2,0	0,2	0,2	0,2	0,2
T503420A	3,38	1,0000	0,0875	2,5	0,25	0,25	0,25	0,25
T504220A	4,23	1,5000	0,0838	3,0	0,3	0,3	0,3	0,3
T501720B	1,69	0,3676	0,1287	0,15	0,15	0,15	0,15	1,5
T502820B	2,82	0,8168	0,1027	0,2	0,2	0,2	0,2	2,0
T503420B	3,38	1,2252	0,1072	0,25	0,25	0,25	0,25	2,5
T504220B	4,23	1,8985	0,1061	0,3	0,3	0,3	0,3	3,0

Tabela 56 Níveis de imperfeições iniciais utilizados numa placa de 1250 mm de comprimento e 250 mm de largura.

Identif.	β	$\bar{\varepsilon}_u$	ϕ_{uy}	ϕ_{ux}	ϕ_{ux}/ϕ_{uy}	Colapso	Obs.
T500820A	0,85	0,818	0,7184	0,217	0,302	m=1	
T501720A	1,69	1,027	0,3298	0,056	0,170	m=1	
T502820A	2,82	1,502	0,1942	-0,027	-0,139	m=1	
T503420A	3,38	1,570	0,1655	-0,044	-0,266	m=1	
T504220A	4,23	1,515	0,1415	-0,054	-0,382	m=1	
T501720B	1,69	0,466	0,3933	0,080	0,203	m=5	1/2 placa
		0,892	0,3480	0,075	0,216	m=1	
T502820B	2,82	0,394	0,2862	-0,092	-0,321	m=5	1/2 placa
		1,374	0,4171	-0,005	-0,012	m=1+2*5	
T503420B	3,38	0,596	0,3864	-0,055	-0,142	m=5	1/2 placa
		1,310	0,3780	-0,105	-0,278	m=1+2*5	
		1,761	0,1781	+0,034	+0,191	m=1	
T504220B	4,23	0,737	0,4374	-0,100	-0,229	m=5	1/2 placa
		1,139	0,3162	-0,093	-0,294	m=1+2*5	
		1,539	0,1561	+0,016	+0,102	m=1	

Tabela 57 Resistência transversal de placas rectangulares com vários níveis de imperfeições iniciais e diferentes espessuras. Indicação da tensão perpendicular associada às restrições nos topos e modo de colapso.

Anexo C Ensaio de Vigas em Caixa

Neste anexo apresentam-se as fotografias tiradas durante os ensaios das vigas caixa e também alguns resultados adicionais em forma gráfica do ensaio do modelo M3-200.

Comum a todos é o sistema de transmissão de deslocamento cujo esquema se apresenta na Figura 226 onde se pode observar os principais componentes de controle e sua posição.

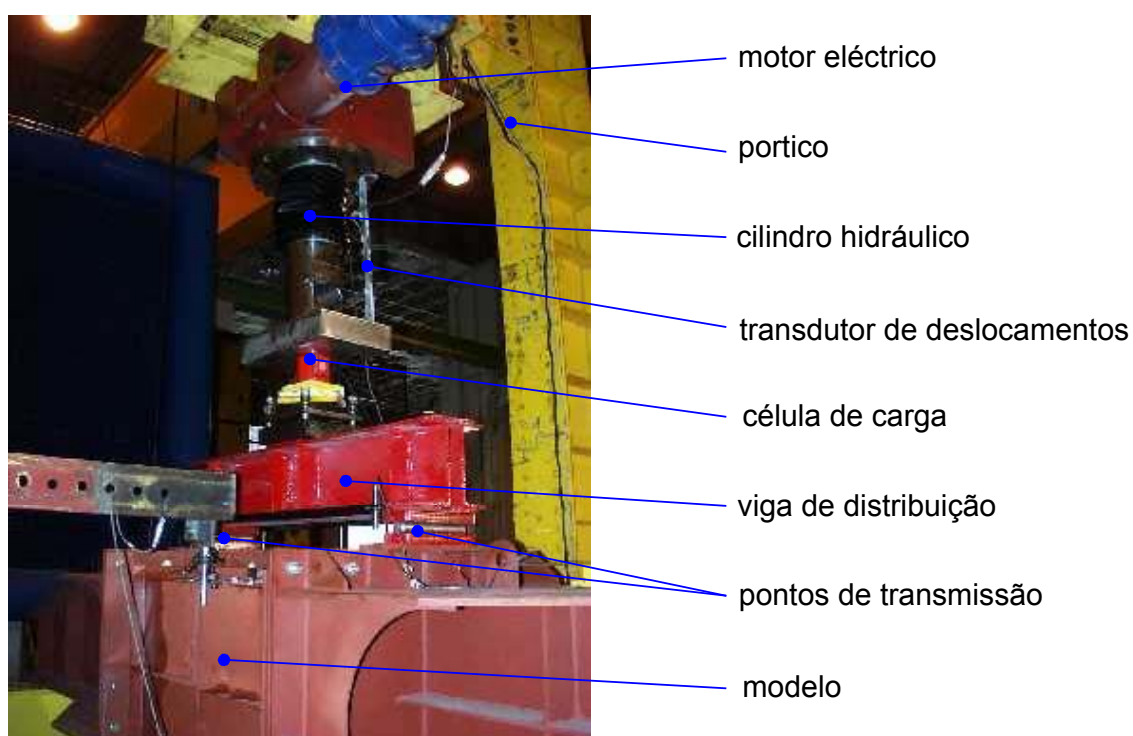


Figura 226 Sistema de carga e controle

C.1 Modelo M4-200

C.1.1 Instalação e instrumentação

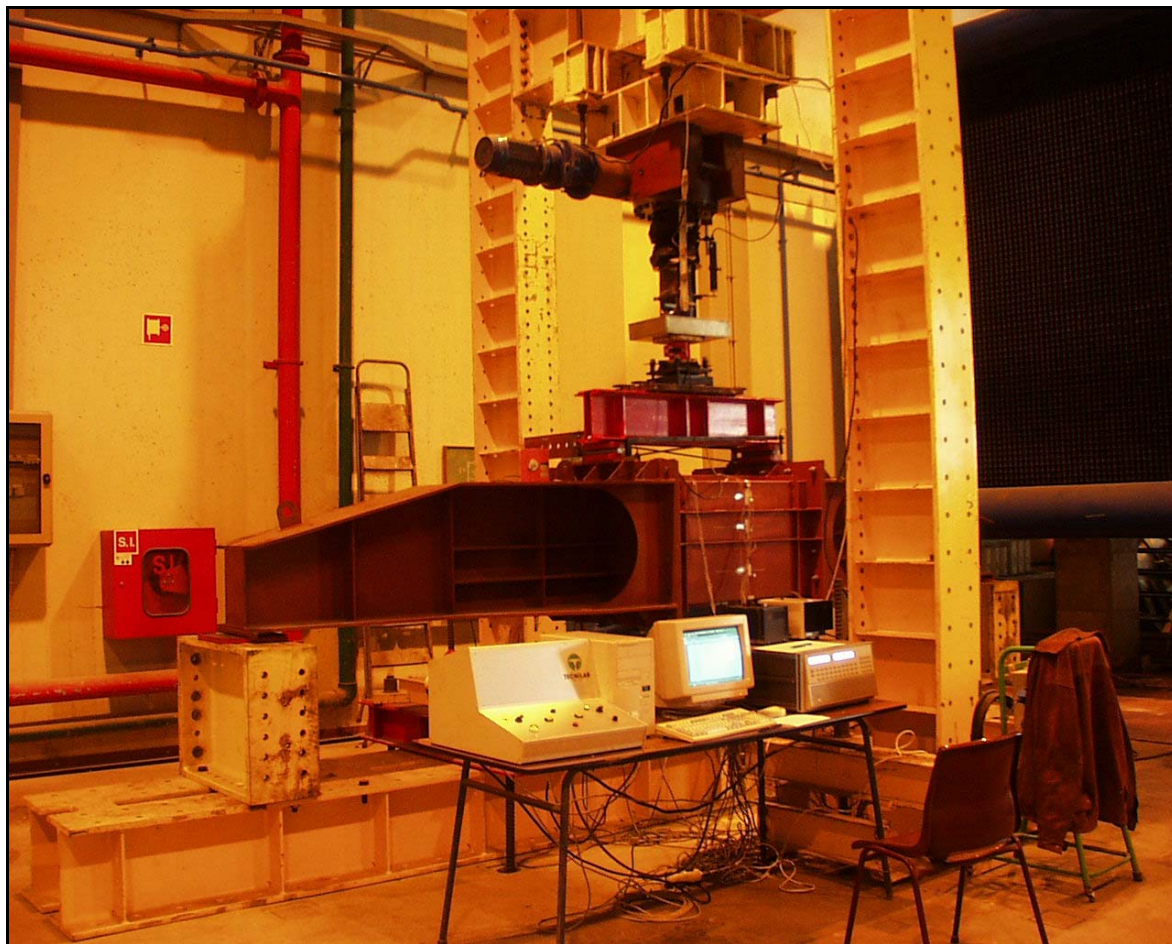


Figura 227 Instalação e sistema de controlo.

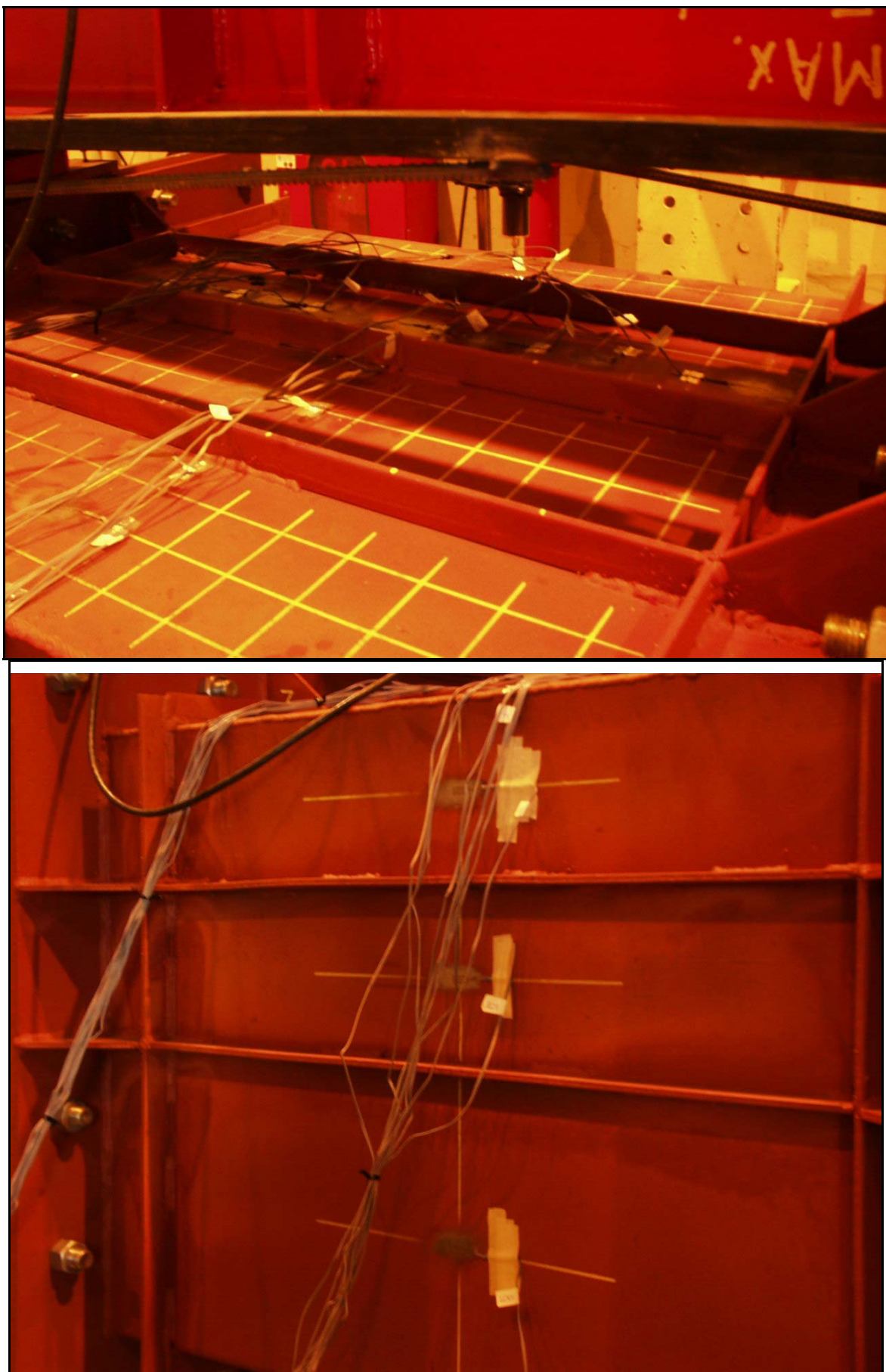


Figura 228 Vista da disposição dos extensômetros no topo e costado.

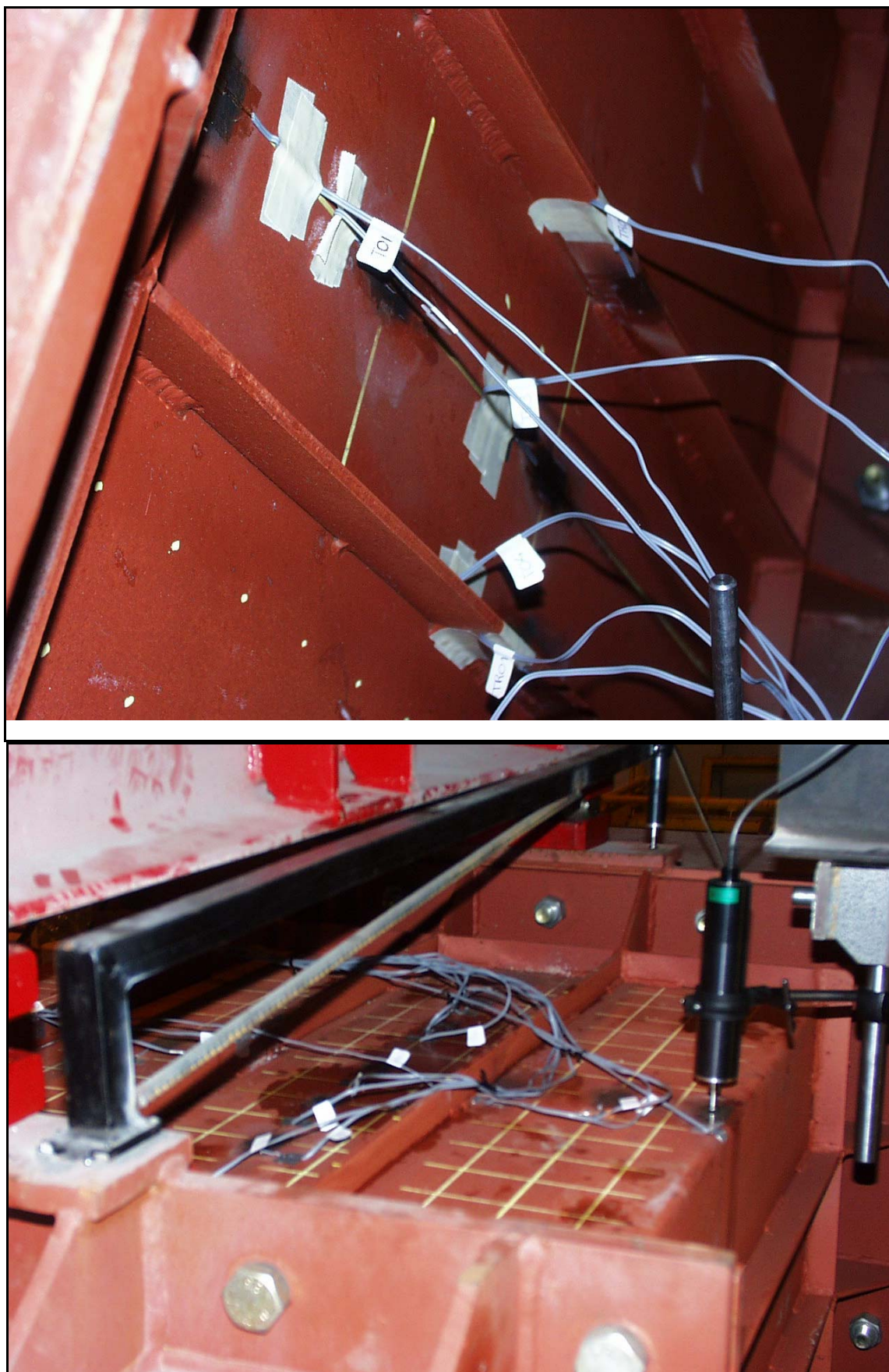


Figura 229 Disposição dos extensómetros no fundo e dos deflectómetros. Vista do sistema de leitura de curvatura.

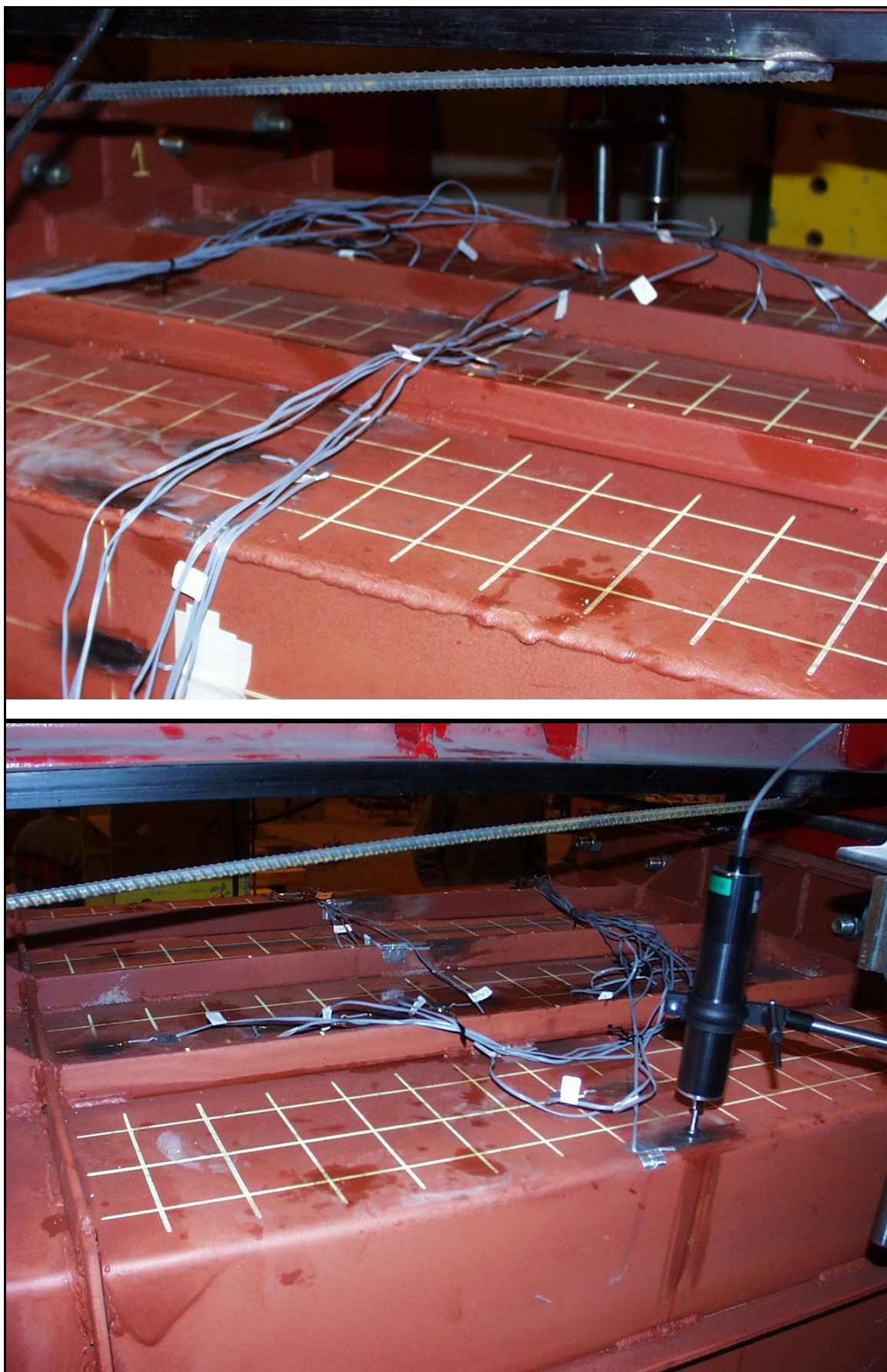


Figura 230 Vistas do painel em compressão a meio do carregamento de lados opostos. Não se detectam deformações significativas.

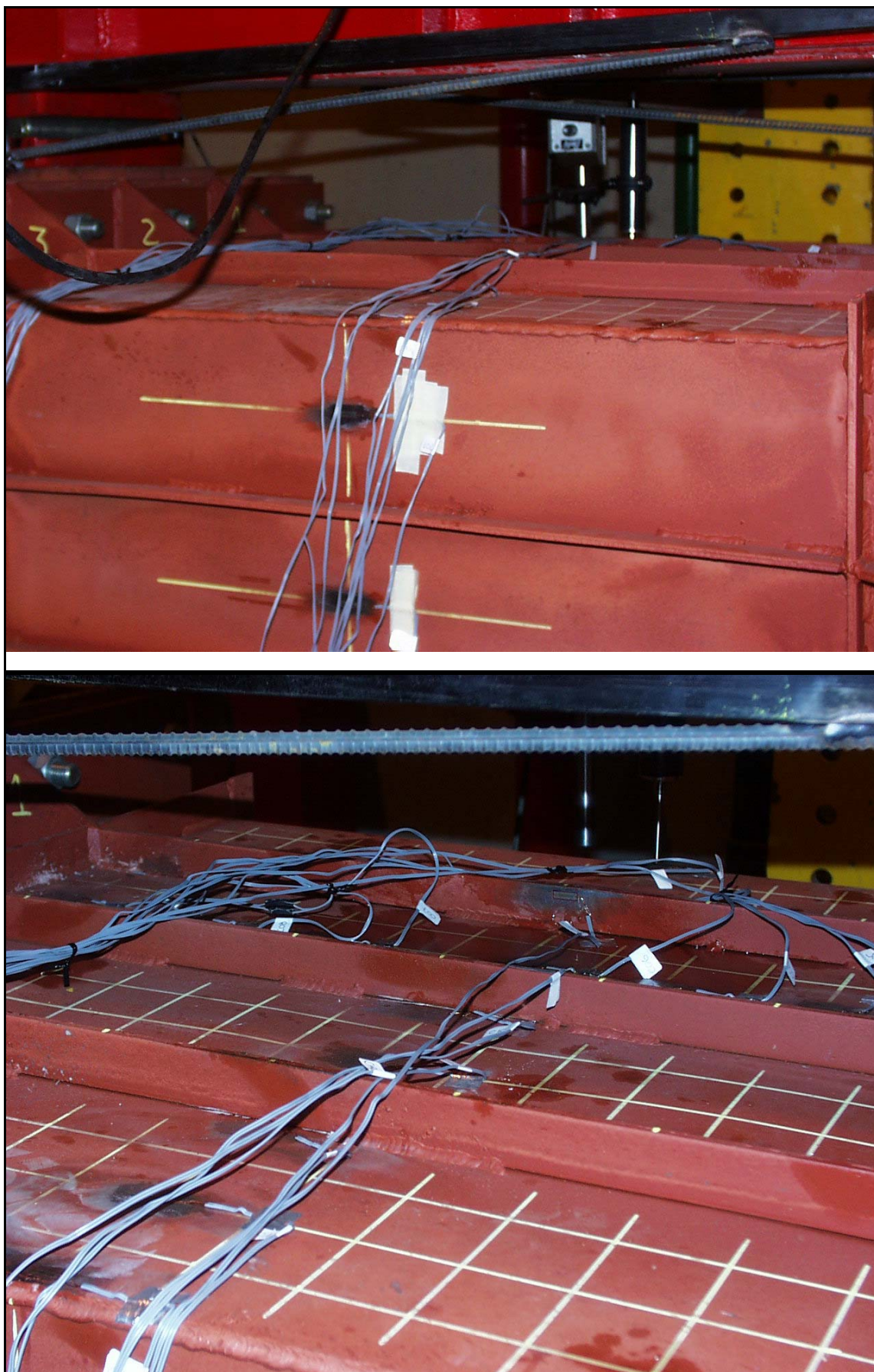


Figura 231 Início do colapso. Aumento das deformações na superfície da placa.

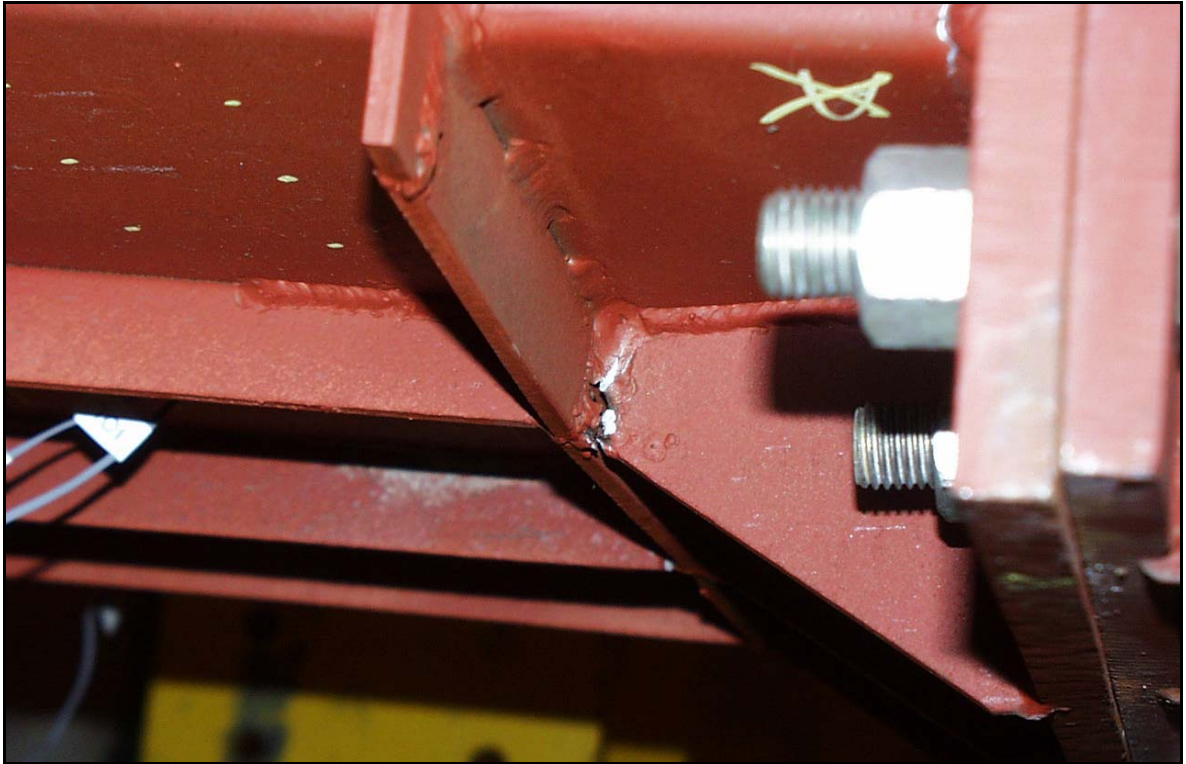


Figura 232 Falha da soldadura do esquadro na fase de colapso.

C.1.2 Fase de pós colapso



Figura 233 Deformada residual do painel em compressão após o colapso da estrutura. Falha da placa muito localizada acompanhada por deformações importantes na barra dos reforços.



Figura 234 Deformações induzidas nos costados mais acentuadas de um dos lados. Importância do espaçamento dos reforços do costado na limitação do dano.



Figura 235 Pormenores das falhas nas soldaduras do esquadros do painel em tracção devido às grandes deformações na fase de pós colapso.



Figura 236 Falha na soldadura de ligação placa-reforço e pormenor das grandes deformações verticais permanentes no reforço devido à geometria da falha da placa.



Figura 237 Sequência de colapso. À esquerda, início. À direita, depois de grandes deformações plásticas.

C.2 Modelo M3-200

C.2.1 Montagem e início de colapso



Figura 238 Instrumentação na parte superior e inferior do modelo.

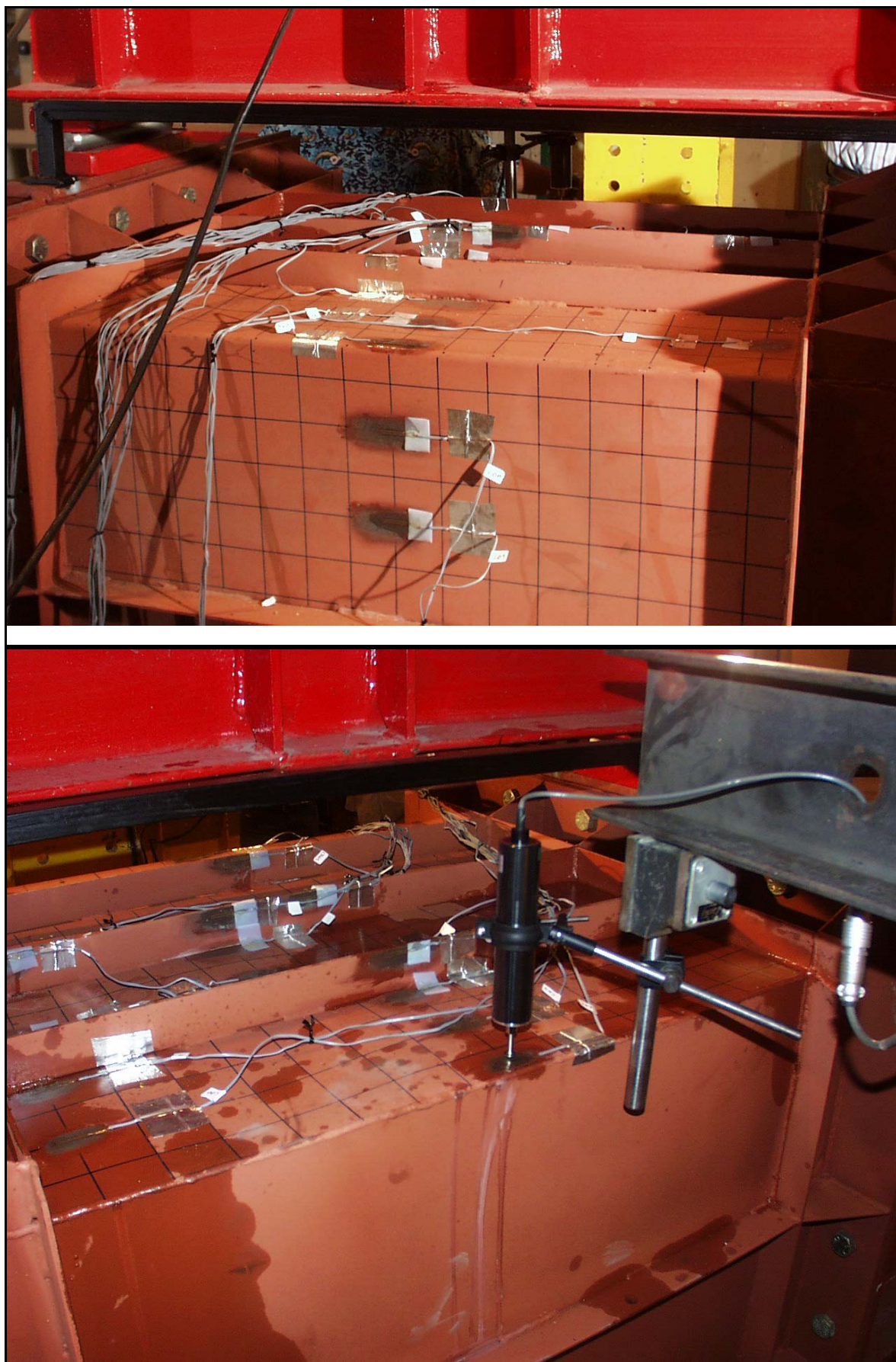


Figura 239 Vistas da deformada na fase de colapso.



Figura 240 Igual à anterior mas em fase mais adiantada de colapso. Curvatura vertical dos reforços mais acentuada.

C.2.2 Fase de pós colapso



Figura 241 Vista do conjunto na fase de desmontagem.

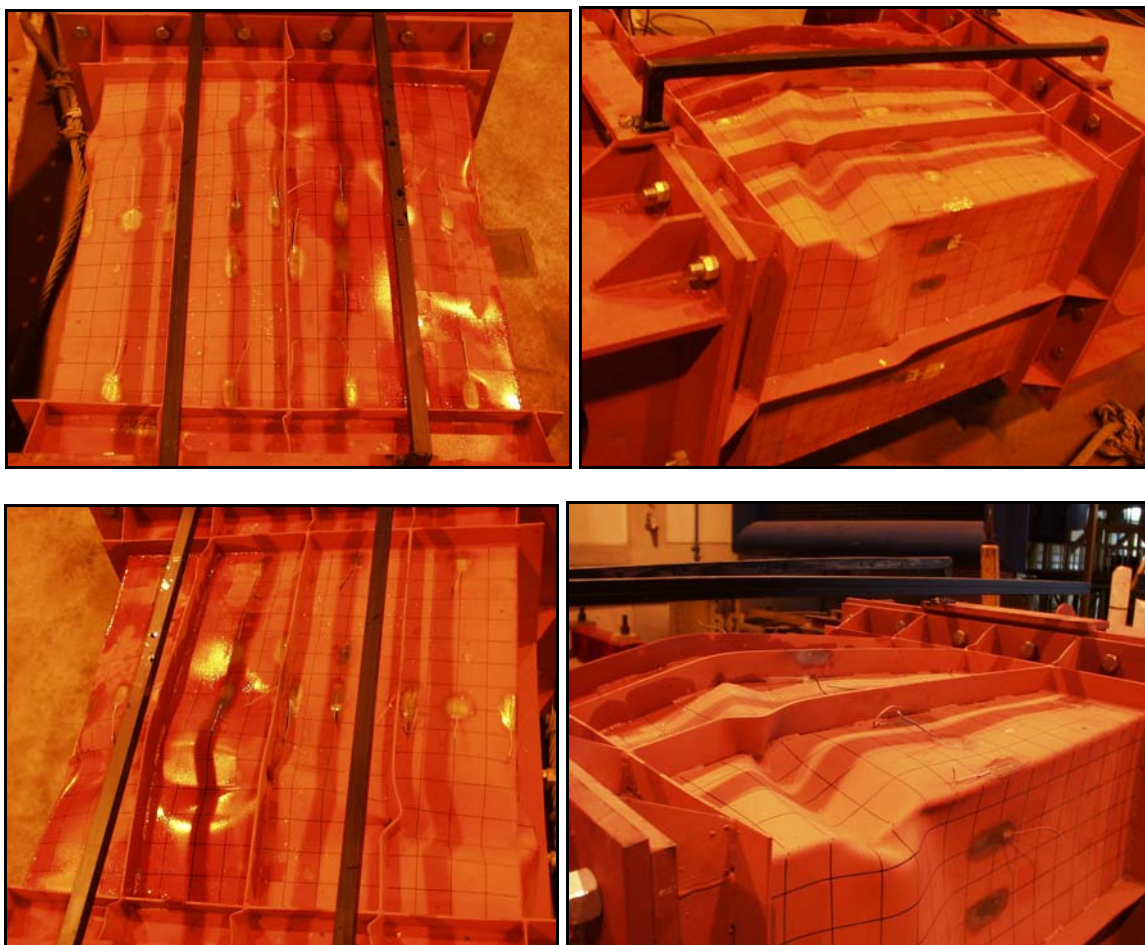


Figura 242 Vistas de topo do estado de deformação final



Figura 243 Localidade do colapso e desenvolvimento de deformações permanentes induzidas até ao fundo o qual corresponde ao painel em tracção.



Figura 244 Deformada final da placa em compressão



Figura 245 Deformada final dos costados e fundo.

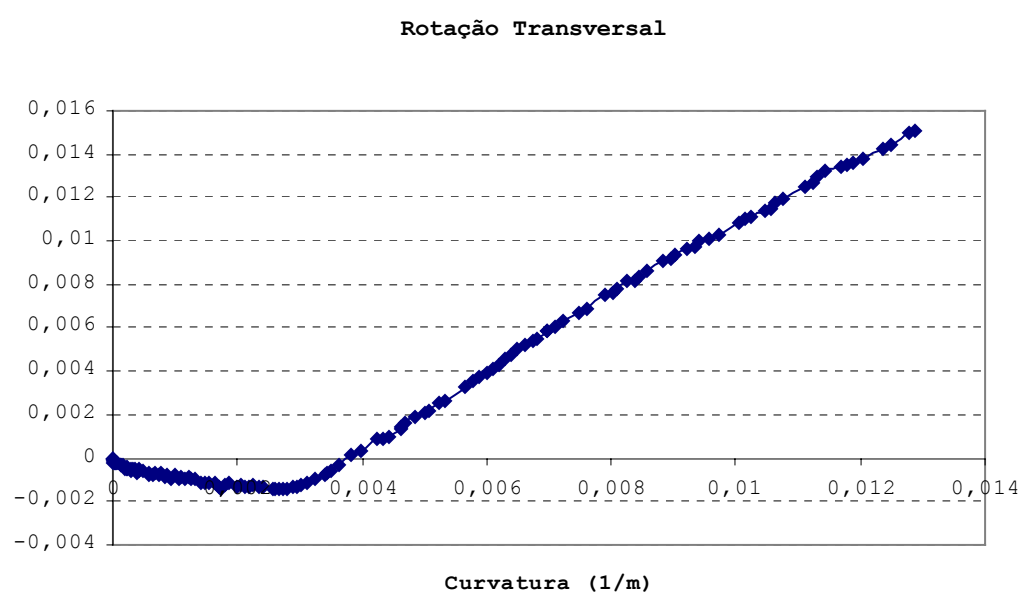


Figura 246 Rotação transversal relativa entre as secções extremas do provete M3-200.

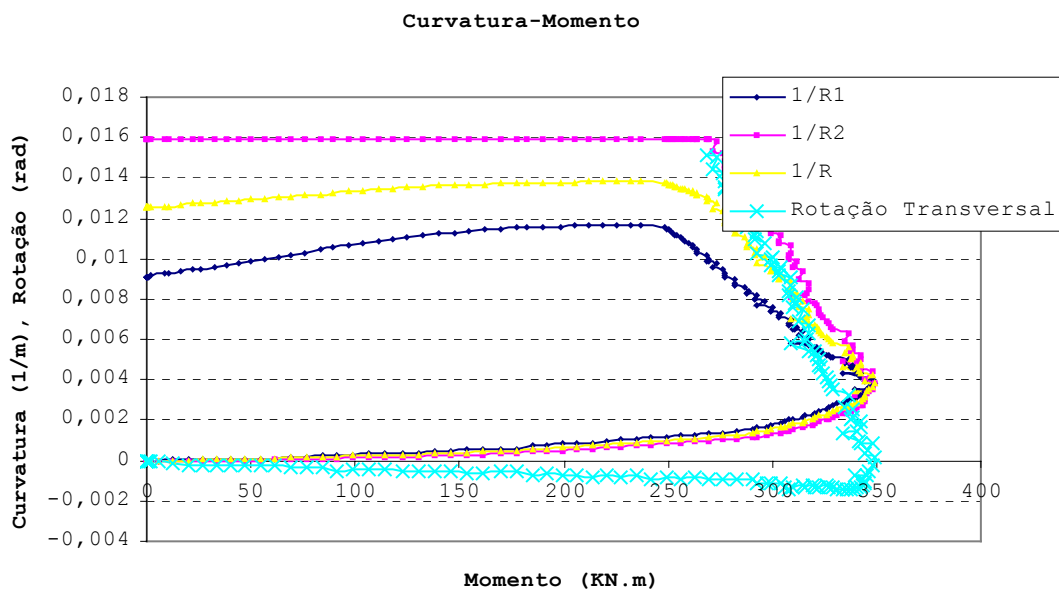


Figura 247 Curvatura e rotação transversal em função do momento flector suportado.

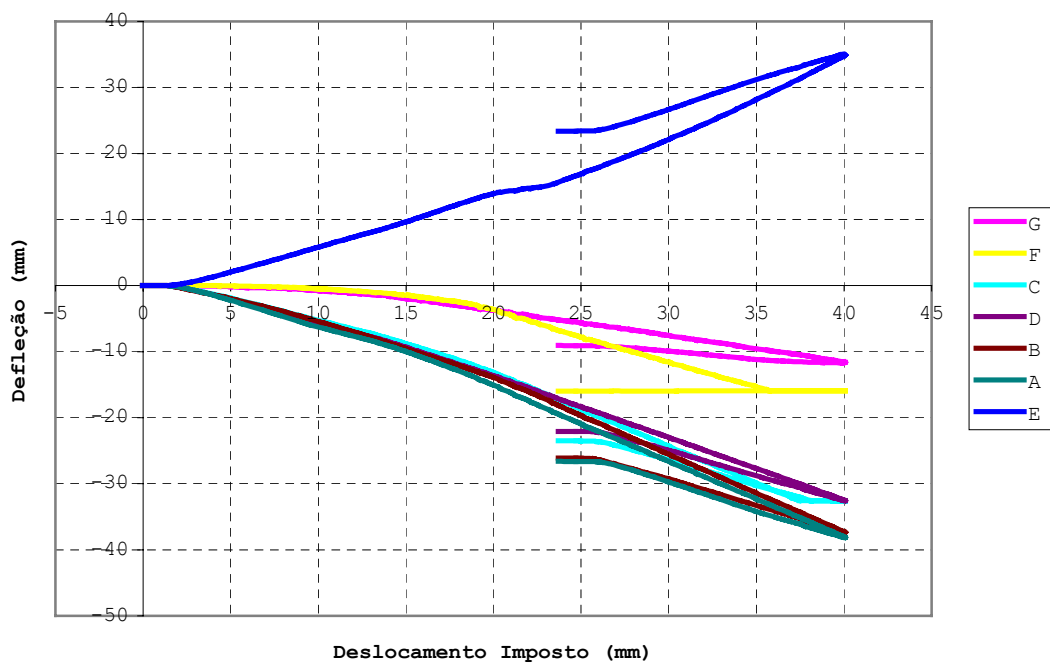


Figura 248 Leituras no ensaio ao colapso e descarga dos deflectómetros instalados no modelo M3-200.

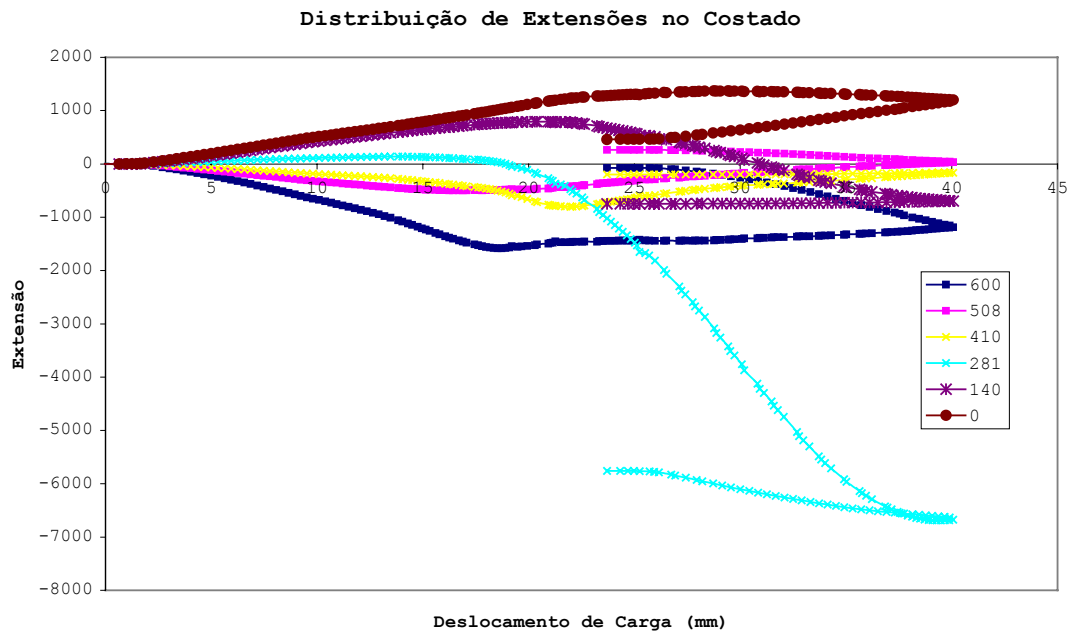


Figura 249 Leituras nos extensômetros do costado do modelo M3-200 na fase final de carregamento, no regime pós colapso e descarregamento posterior.

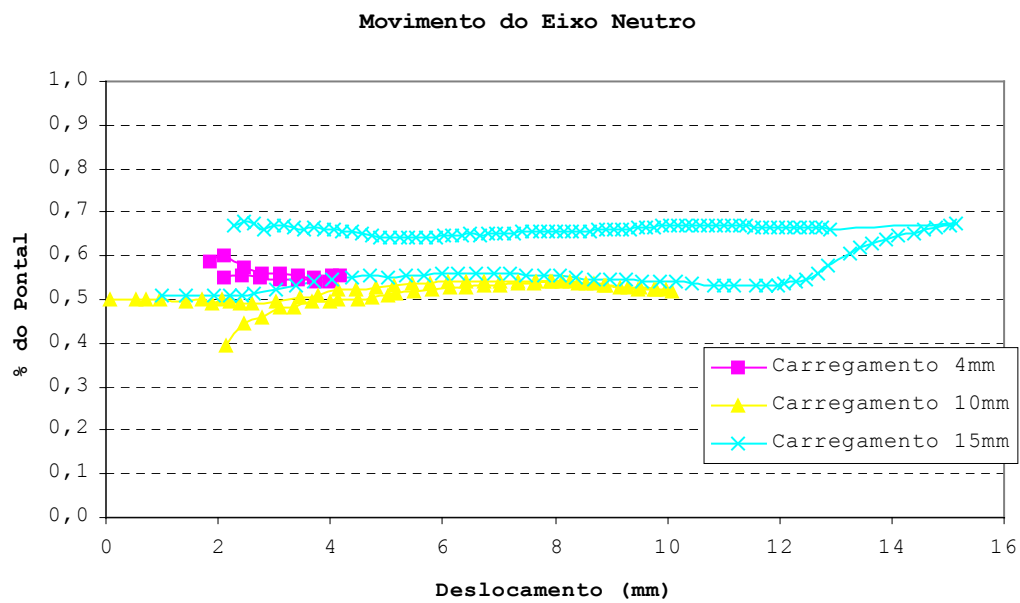


Figura 250 Posição do eixo neutro da viga em caixão M3-200 durante o pré carregamento e respectivos descarregamentos

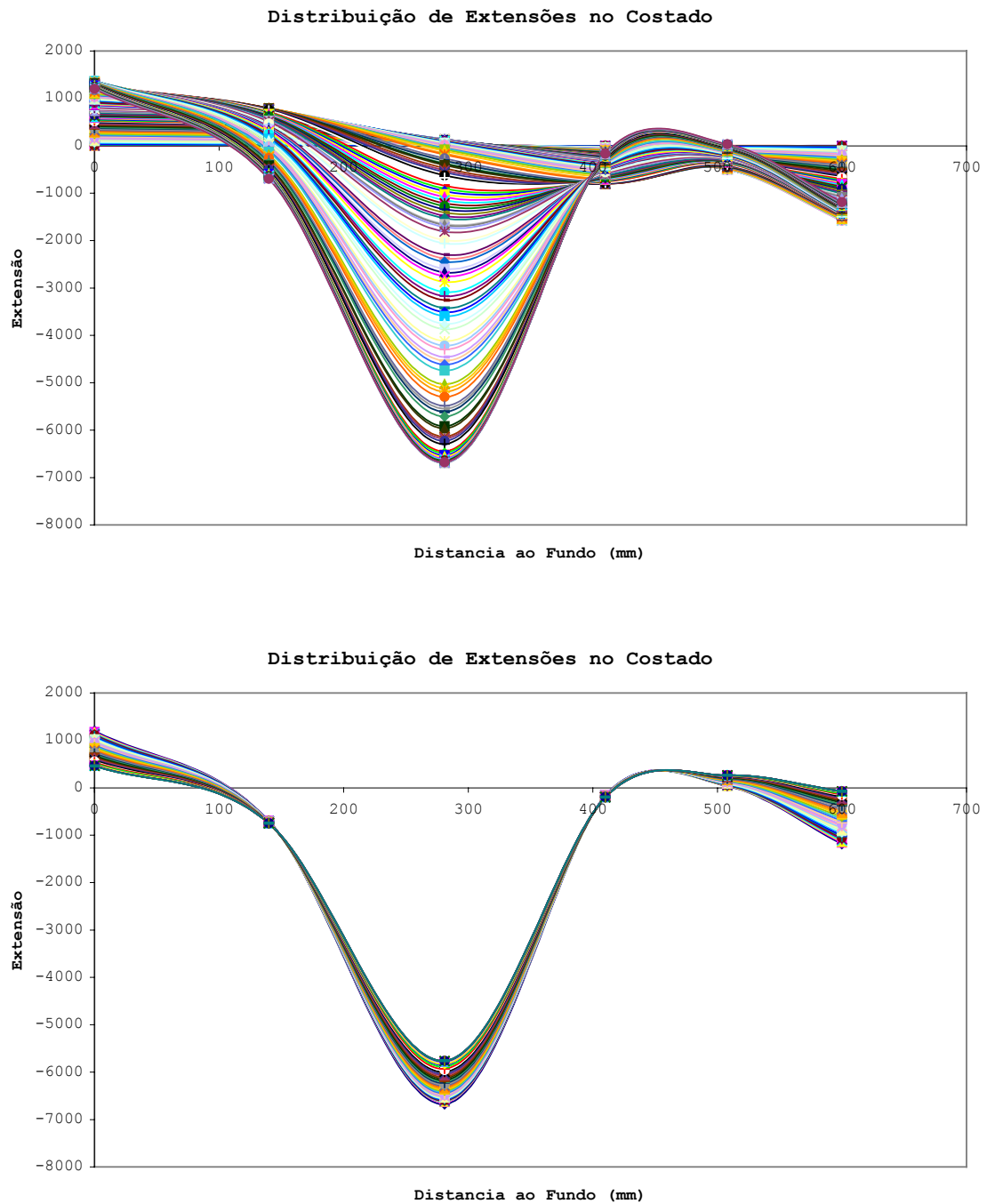


Figura 251 Distribuição de extensões no costado do modelo M3-200 na fase final de carregamento e no regime pós colapso até ao deslocamento global de 40mm, em cima, e na fase de descarga do deslocamento imposto, em baixo.

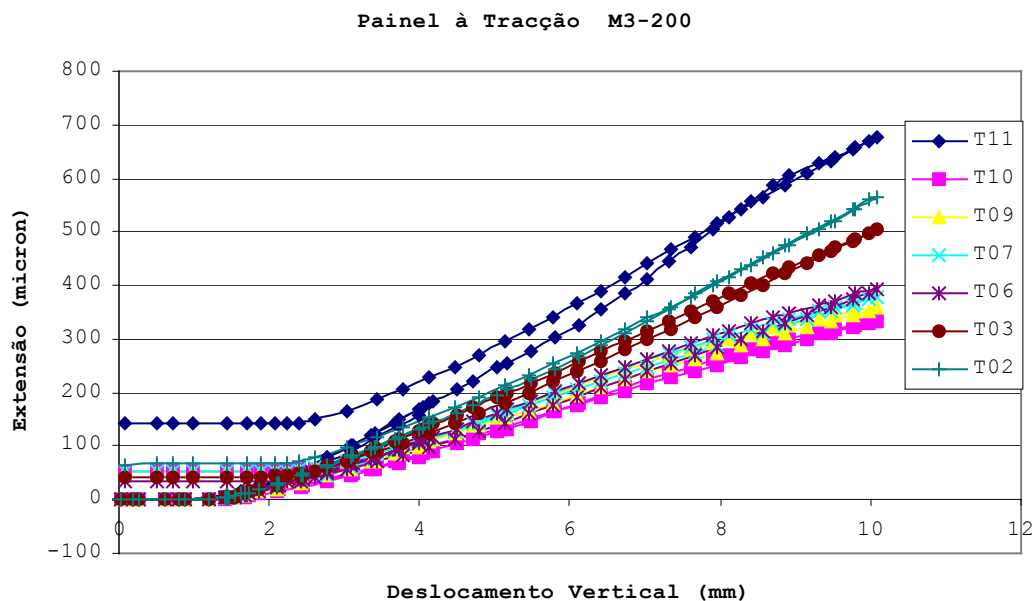


Figura 252 Distribuição de extensões no painel à tracção do modelo M3-200 em função do deslocamento absoluto do deflectómetro de controlo num dos ciclos iniciais.

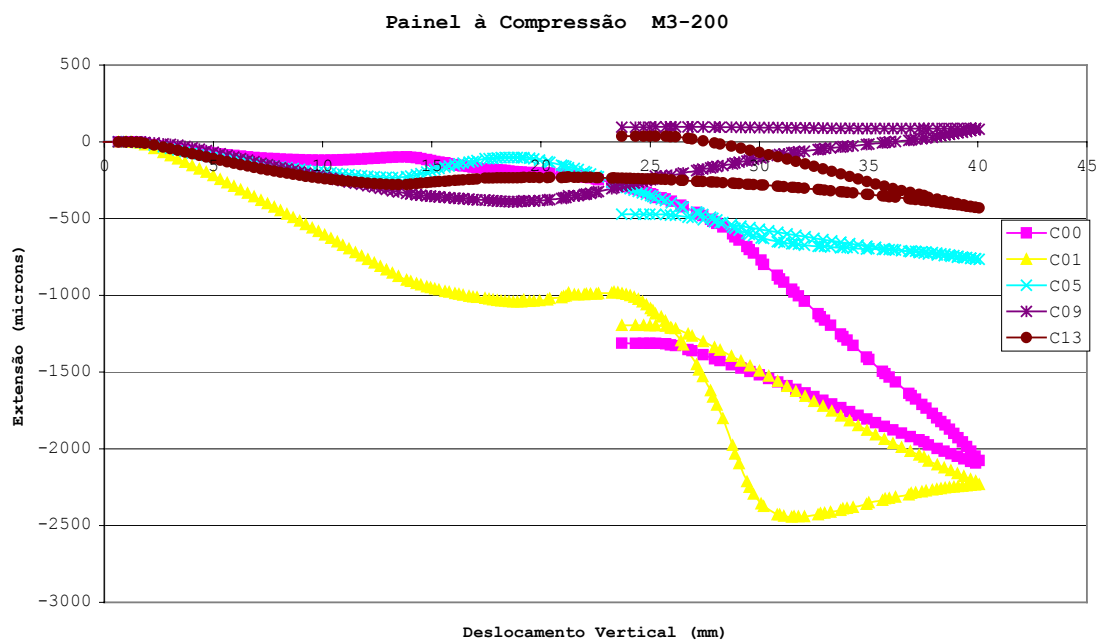


Figura 253 Medições nos cinco extensómetros no painel à compressão do modelo M3-200 localizados a 50mm da baliza até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm, seguido de retirada total do deslocamento imposto.

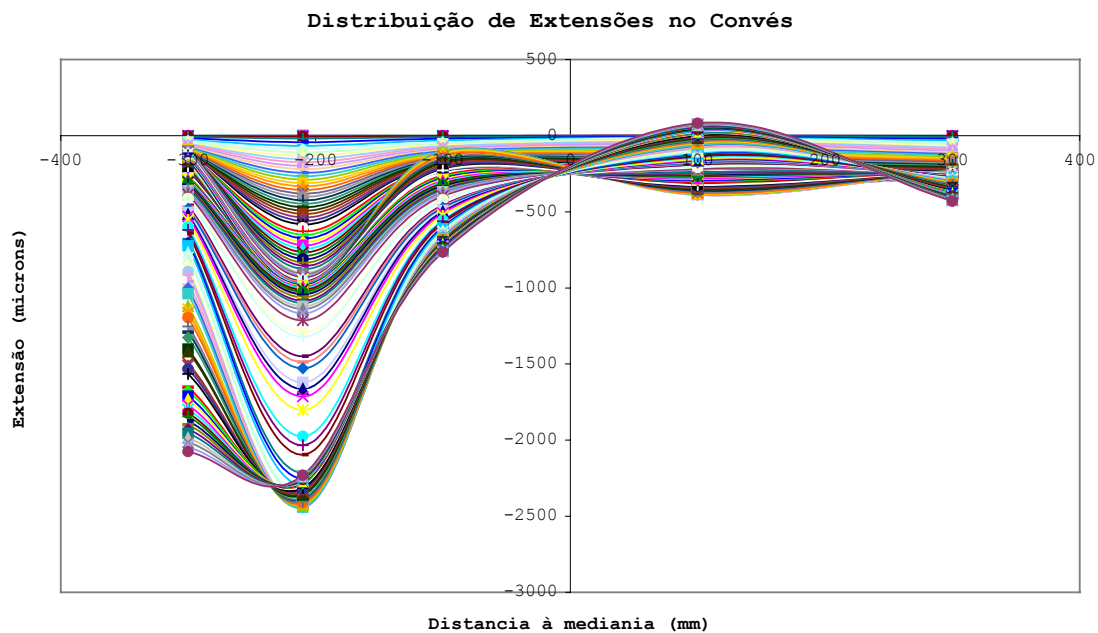


Figura 254 Extensões no painel à compressão do modelo M3-200 medidas a 50mm da baliza até ao deslocamento máximo aplicado, 40mm.

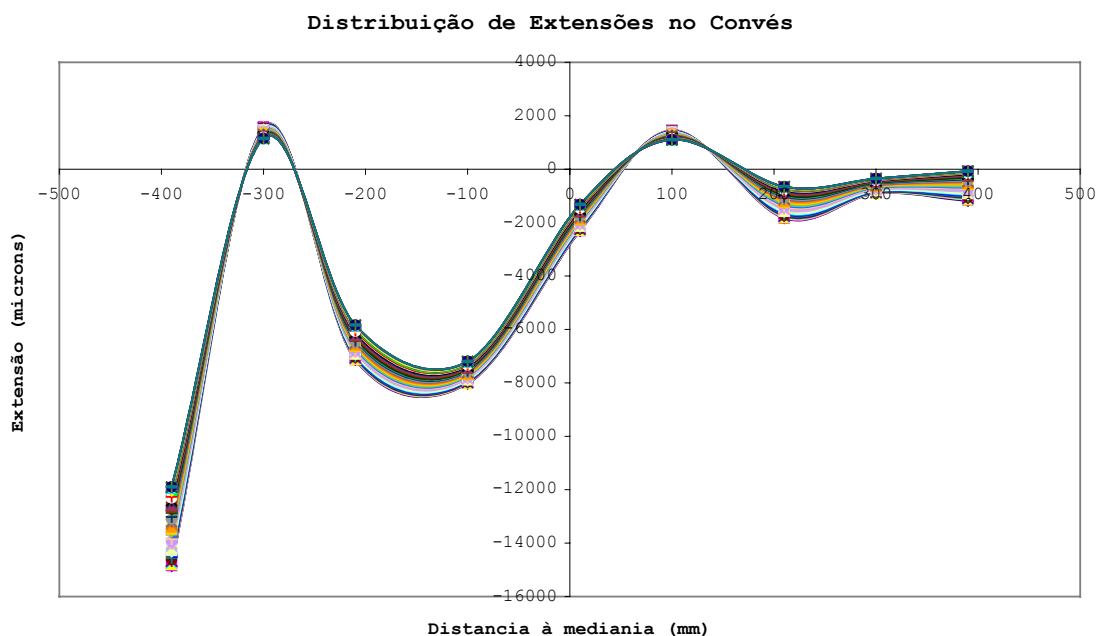


Figura 255 Recuperação de extensões e valores residuais no convés na retirada do deslocamento imposto após o colapso total do caixão M3-200.

C.3 Modelo M2-200



Figura 256 Vista do painel em compressão

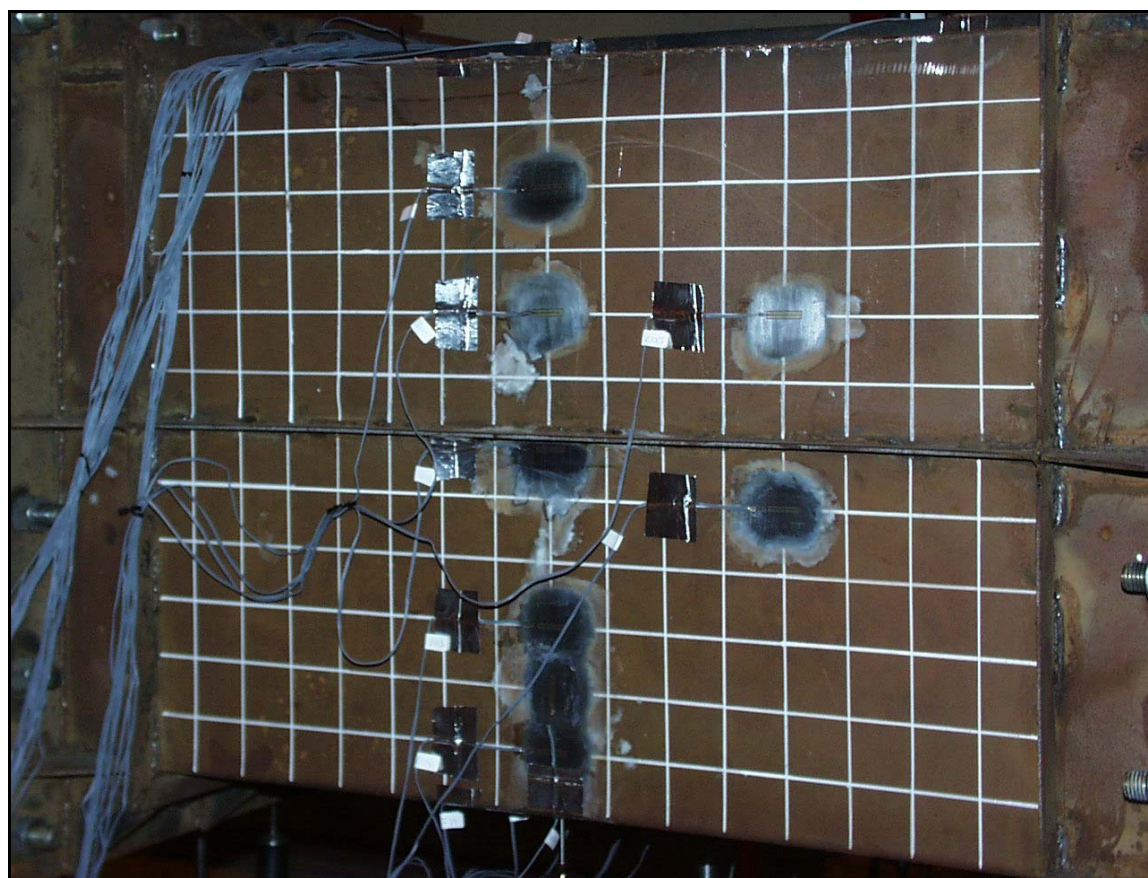


Figura 257 Vista do costado e distribuição de extensômetros



Figura 258 Deformada de colapso vista de lados opostos em fase intermédia.



Figura 259 Deformada final residual no painel superior e costado.



Figura 260 Pormenor da falha do reforço após a falha da placa. Importância da soldadura contínua na resistência pós colapso.



Figura 261 Levantamento do painel em compressão em direcção ao reforço, característico da falha da placa.

C.4 Modelo M3-100



Figura 262 Evolução da deformada dos painéis superior e lateral com o aumento do carregamento. Em cima nota-se o início de instabilidade da placa e reforço do painel lateral. Em baixo já se deu o colapso da viga caixão.



Figura 263 Geometria de colapso do painel em compressão e sua interação com o costado (em cima) e deformada de colapso do costado (em baixo). Notar a natureza local do colapso.



Figura 264 Pormenores da falha do reforço. Não é detectável qualquer tipo de instabilidade dos elementos de placa.

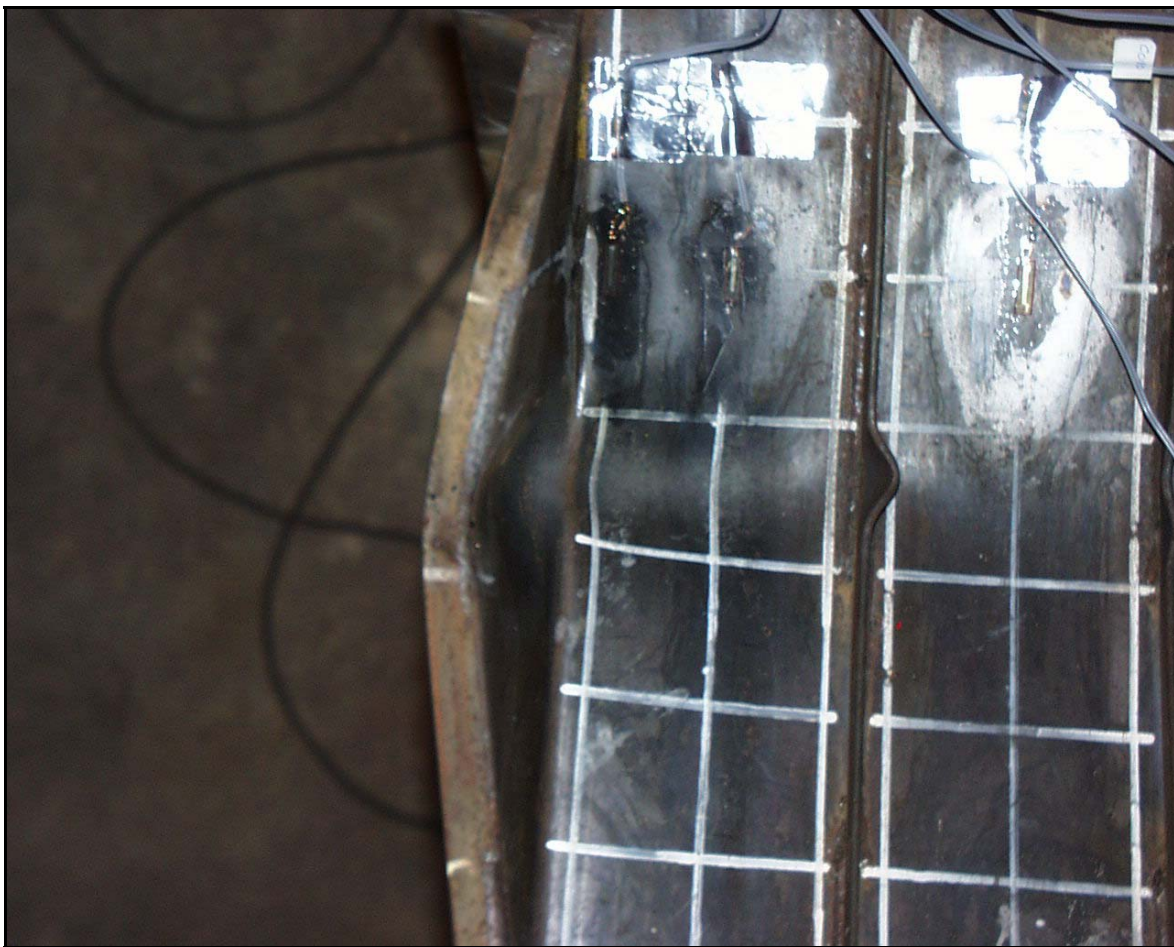


Figura 265 Grandes deformações fora do plano inicial do costado na região de falha.

Anexo D Ensaaios de Tracção

D.1 Ensaaios de tracção dos provetes em chapa de 2mm

	MINISTÉRIO DA DEFESA NACIONAL MARINHA ARSENAL DO ALFEITE 2810 - 001 ALMADA	RELATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS “ TRACÇÃO ”	RELATÓRIO N°: EM - 99 - 0047 OBRA N°: 51 / 171 / 3684 PÁGINA N°: 1 / 1				
LEME LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS							
Ensaio executado para : Instituto Superior Técnico							
Local de execução : Laboratório de Ensaaios Mecânicos							
Pedido / Requisição com a referência :							
MATERIAL CONTROLADO							
Identificação do produto: 3 Provetes em chapa de aço de 2 mm. 48 T 9 041 1, 48 T 9 041 2 e 48 T 9 041 3							
EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO		Temperatura de Ensaio					
Dinamómetro LLOYD/Célula de Carga de 100 kN - NI: L 017 001		21 ± 1 ° C					
Paquímetro de 200 mm - NI: B 089 001							
Norma : NP EN 10002-1 - 1990		N° Prov. a Ensaiar: 3 Incerteza :					
Tipo de Provette	Dimensões do Provete	N°	Secção mm²	Carga kN Cedência Rotura	Tensão kN/mm² Cedência Rotura	Along. mm	Extensão %
Rectangular	1,96 x 12,5	1	24,5	4,6 6,78	0,19 0,28	19,7	39,2
“	1,96 x 12,4	2	24,3	4,2 6,51	0,17 0,27	21,6	42,8
“	1,96 x 12,4	3	24,3	4,2 6,49	0,17 0,27	24,5	48,8
Observações : Uma vez que na curva tensão-deformação no caso destes provetes não existe um efeito de cedência da zona elástica para a zona plástica, os valores da carga de cedência apresentados, são valores aproximados.							
Nota: Os resultados do ensaio referem-se exclusivamente aos itens ensaiados							
DATA DE RECEPÇÃO: EM 1999 - 08 - 30	EXECUTADO POR:  EM 1999 - 08 - 31	O RESPONSÁVEL TÉCNICO DO LABORATÓRIO  EM 1999 - 08 - 31	 LABORATÓRIO DE ENSAIOS ACREDITADO SISTEMA PORTUGUÊS DA QUALIDADE NP EN 45 001 N. 96 / L. 205				

Mod. 366 AA (Rev. 2)

Form. A4



MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

ANEXO

RELATÓRIO Nº:

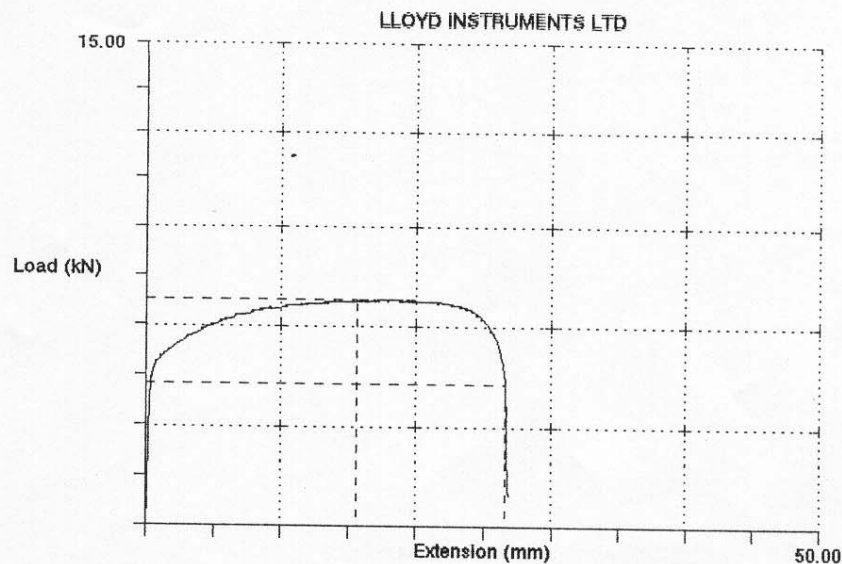
EM - 99 - 0047

OBRA Nº:

51 / 171 / 3684

PÁGINA Nº:

~~246~~
13

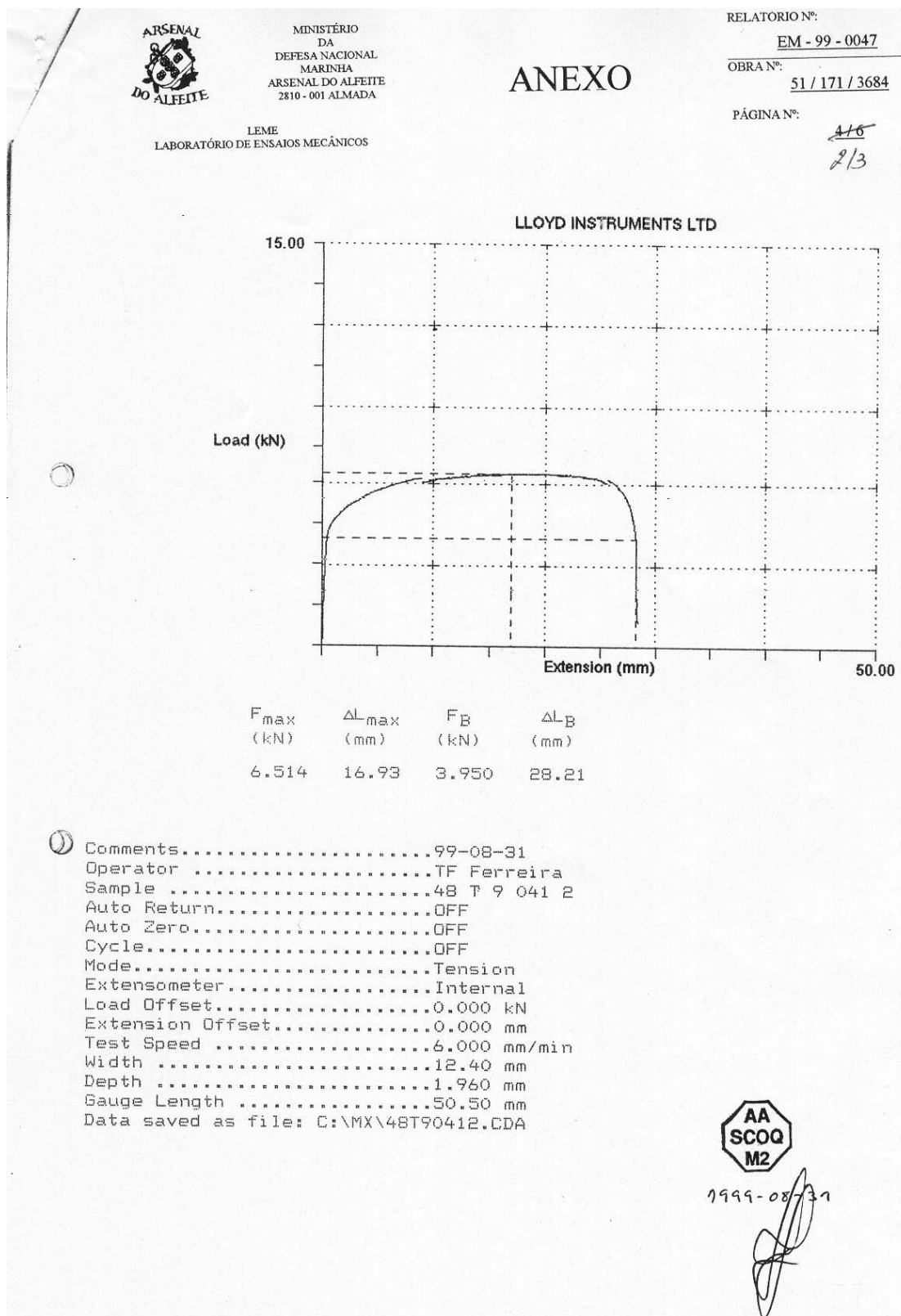


F _{max} (kN)	ΔL _{max} (mm)	F _B (kN)	ΔL _B (mm)
6.779	15.62	4.244	26.56

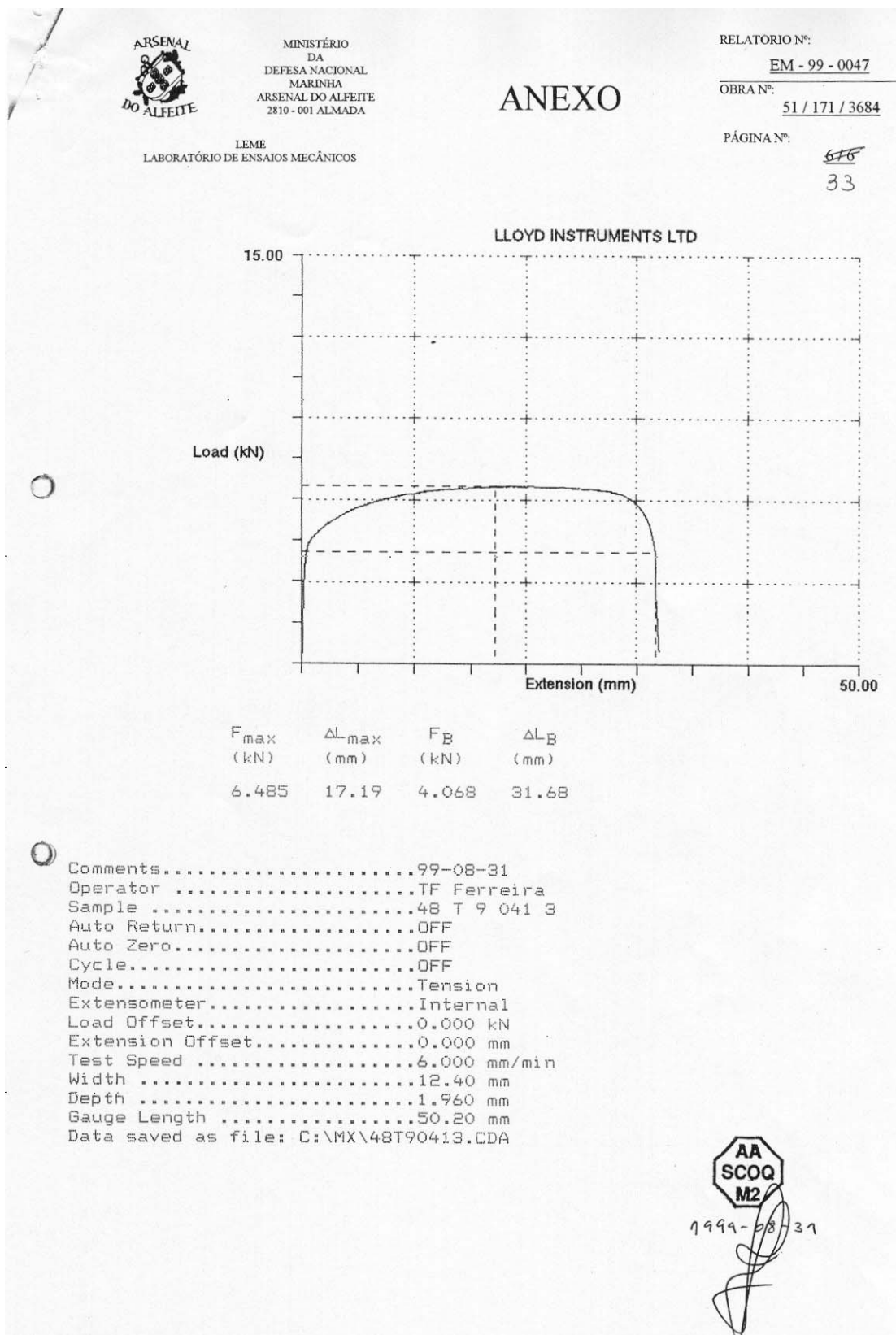
Comments.....99-08-31
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 041 1
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width12.50 mm
Depth1.960 mm
Gauge Length50.30 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90411.CDA



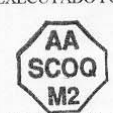
1999-08-31



Documento 3



D.2 Ensaio de tracção dos provetes em chapa de 3mm

	MINISTÉRIO DA DEFESA NACIONAL MARINHA ARSENAL DO ALFEITE 2810 - 001 ALMADA	RELATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS “ TRACÇÃO ”		RELATÓRIO Nº: EM - 99 - 0048	
	LEME LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS			OBRA Nº: 51 / 171 / 3684	
PÁGINA Nº: 1 / 1					
Ensaio executado para : Instituto Superior Técnico					
Local de execução : Laboratório de Ensaios Mecânicos					
Pedido / Requisição com a referência : _____					
MATERIAL CONTROLADO					
Identificação do produto: 3 Provetes em chapa de aço de 3 mm. 48 T 9 042 1, 48 T 9 042 2 e 48 T 9 042 3					
EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO				Temperatura de Ensaio	
Dinamómetro LLOYD/Célula de Carga de 100 kN - NI: L 017 001				21 ± 1 ° C	
Paquímetro de 200 mm - NI: B 089 001					
Norma : NP EN 10002-1 - 1990		Nº Prov. a Ensaiar: 3		Incerteza : _____	
Tipo de Provette	Dimensões do Provete	Nº	Secção mm²	Carga kN Cedência Rotura	Tensão kN/mm² Cedência Rotura
Rectangular	3,0 x 12,6	1	37,8	6,50 10,46	0,17 0,28
“	3,0 x 12,6	2	37,8	7,52 11,35	0,20 0,30
“	3,0 x 12,6	3	37,8	6,96 10,64	0,18 0,28
Along. Extensão mm %					
24,9 49,7 23,7 47,1 24,5 49,0					
Observações : _____ _____ _____ _____ _____ _____					
Nota: Os resultados do ensaio referem-se exclusivamente aos itens ensaiados					
DATA DE RECEPÇÃO: EM 1999 - 08 - 30	EXECUTADO POR:  EM 1999 - 08 - 31	O RESPONSÁVEL TÉCNICO DO LABORATÓRIO  EM 1999 - 08 - 31		LABORATÓRIO DE ENSAIOS ACREDITADO SISTEMA PORTUGUÊS DA QUALIDADE NP EN 45 001 N.º 96 / L. 205	

Mod. 366 AA (Rev. 2)

Form. A4



MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

ANEXO

RELATORIO Nº:

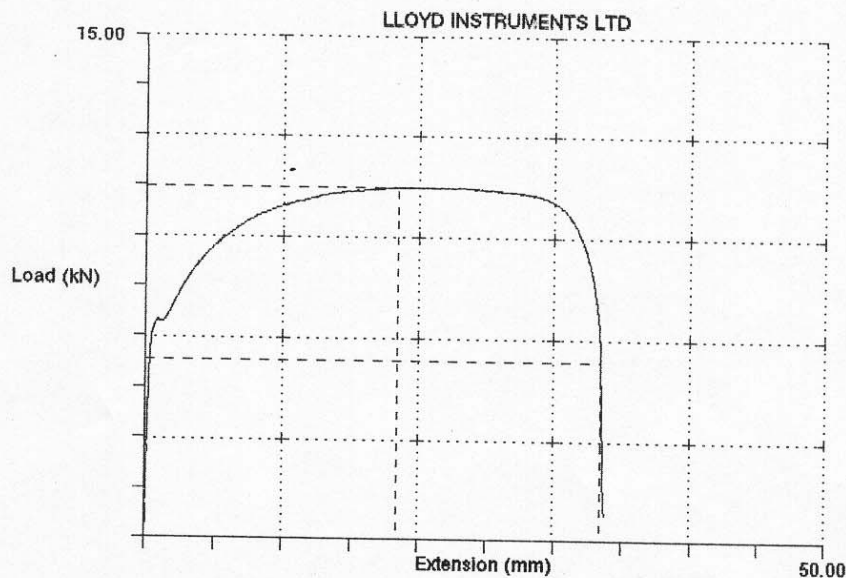
EM - 99 - 0048

OBRA Nº:

51 / 171 / 3684

PÁGINA Nº:

246
1/3

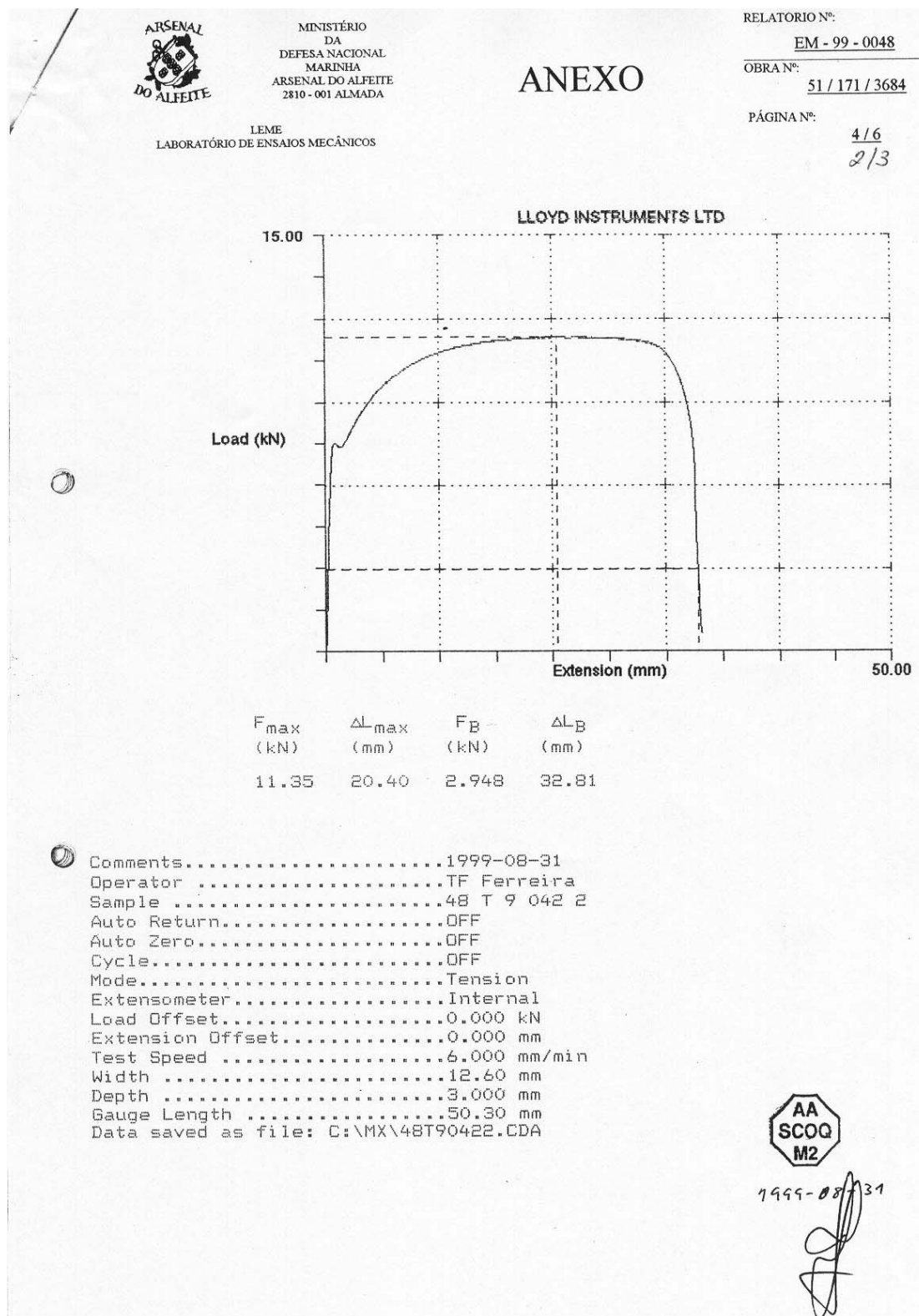


F_{max} (kN)	ΔL_{max} (mm)	F_B (kN)	ΔL_B (mm)
10.46	18.40	5.335	33.42

Comments.....1999-08-31
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 042 1
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width12.60 mm
Depth3.000 mm
Gauge Length50.10 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90421.CDA



1999-08-31



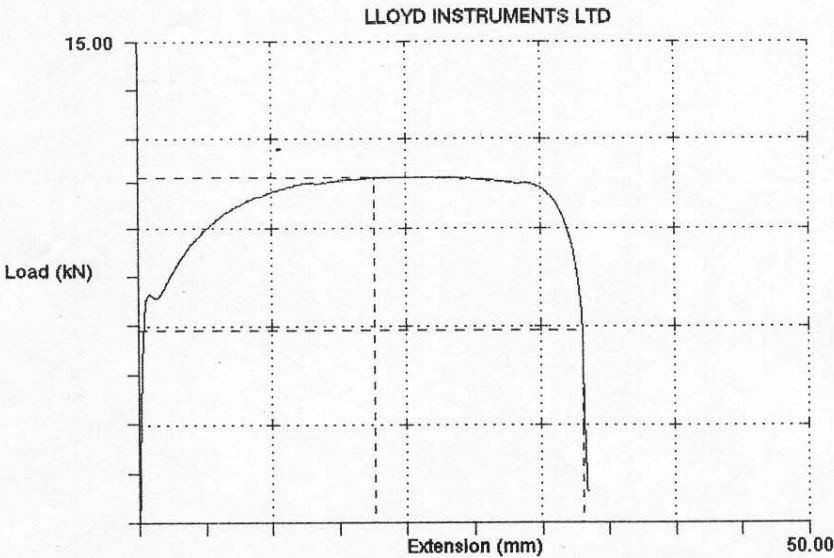


MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

ANEXO

RELATORIO Nº:
EM - 99 - 0048
OBRA Nº:
51 / 171 / 3684
PÁGINA Nº:
6/6
3/3

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS



F_{max} (kN)	ΔL_{max} (mm)	F_B (kN)	ΔL_B (mm)
10.64	17.62	5.866	33.07

Comments.....1999-08-31
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 042 38
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width12.60 mm
Depth3.000 mm
Gauge Length50.00 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90423.CDA



1999-08-31

D.3 Ensaios de tracção dos provetes de chapa de 4mm

	MINISTÉRIO DA DEFESA NACIONAL MARINHA ARSENAL DO ALFEITE 2810 - 001 ALMADA	RELATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS “ TRACÇÃO ”	RELATÓRIO Nº: EM - 99 - 0049																																																						
	LEME LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS		OBRA Nº: 51 / 171 / 3684																																																						
			PÁGINA Nº: 1 / 1																																																						
Ensaio executado para : Instituto Superior Técnico																																																									
Local de execução : Laboratório de Ensaios Mecânicos																																																									
Pedido / Requisição com a referência :																																																									
MATERIAL CONTROLADO																																																									
Identificação do produto: 3 Provetes em chapa de aço de 4 mm. 48 T 9 043 1, 48 T 9 043 2 e 48 T 9 043 3																																																									
EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO			Temperatura de Ensaio																																																						
Dinamómetro LLOYD/Célula de Carga de 100 kN - NI: L 017 001			21 ± 1 ° C																																																						
Paquímetro de 200 mm - NI: B 089 001																																																									
Norma : NP EN 10002-1 - 1990		Nº Prov. a Ensaiar: 3	Incerteza :																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de Provette</th> <th rowspan="2">Dimensões do Provette</th> <th rowspan="2">Nº</th> <th rowspan="2">Secção mm²</th> <th colspan="2">Carga kN</th> <th colspan="2">Tensão kN/mm²</th> <th rowspan="2">Along. mm</th> <th rowspan="2">Extensão %</th> </tr> <tr> <th>Cedência</th> <th>Rotura</th> <th>Cedência</th> <th>Rotura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rectangular</td> <td>4,1 x 19,4</td> <td>1</td> <td>79,5</td> <td>24,66</td> <td>33,50</td> <td>0,31</td> <td>0,42</td> <td>18,6</td> <td>36,9</td> </tr> <tr> <td>“</td> <td>4,1 x 19,5</td> <td>2</td> <td>80,0</td> <td>24,56</td> <td>33,50</td> <td>0,31</td> <td>0,42</td> <td>19,0</td> <td>37,8</td> </tr> <tr> <td>“</td> <td>4,1 x 19,4</td> <td>3</td> <td>79,5</td> <td>24,66</td> <td>33,31</td> <td>0,31</td> <td>0,41</td> <td>19,0</td> <td>38,0</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de Provette	Dimensões do Provette	Nº	Secção mm²	Carga kN		Tensão kN/mm²		Along. mm	Extensão %	Cedência	Rotura	Cedência	Rotura	Rectangular	4,1 x 19,4	1	79,5	24,66	33,50	0,31	0,42	18,6	36,9	“	4,1 x 19,5	2	80,0	24,56	33,50	0,31	0,42	19,0	37,8	“	4,1 x 19,4	3	79,5	24,66	33,31	0,31	0,41	19,0	38,0													
Tipo de Provette					Dimensões do Provette	Nº	Secção mm²	Carga kN			Tensão kN/mm²		Along. mm	Extensão %																																											
	Cedência	Rotura	Cedência	Rotura																																																					
Rectangular	4,1 x 19,4	1	79,5	24,66	33,50	0,31	0,42	18,6	36,9																																																
“	4,1 x 19,5	2	80,0	24,56	33,50	0,31	0,42	19,0	37,8																																																
“	4,1 x 19,4	3	79,5	24,66	33,31	0,31	0,41	19,0	38,0																																																
Observações : 																																																									
Nota: Os resultados do ensaio referem-se exclusivamente aos itens ensaiados																																																									
DATA DE RECEPÇÃO: EM 1999 - 08 - 30	EXECUTADO POR:  EM 1999 - 09 - 07	O RESPONSÁVEL TÉCNICO DO LABORATÓRIO  EM 1999 - 09 - 07	 LABORATÓRIO DE ENSAIOS ACREDITADO SISTEMA PORTUGUÊS DA QUALIDADE NP EN 45 001 N. 96 / L. 205																																																						

Mod. 366 AA (Rev. 2)

Form. A4



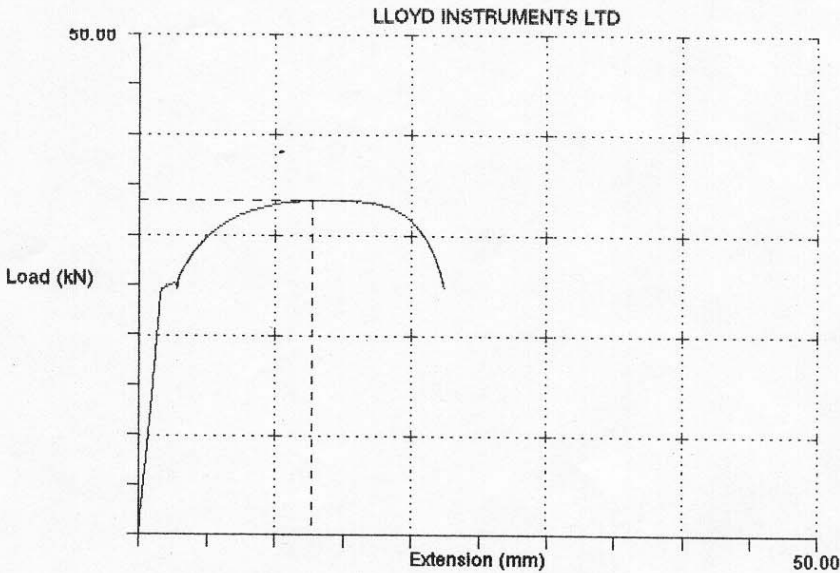
MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

ANEXO

RELATORIO Nº:
EM - 99 - 0049
OBRA Nº:
51 / 171 / 3684

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

PÁGINA Nº:
~~4/6~~
1/3



F_{max} (kN)	ΔL_{max} (mm)	F_B (kN)	ΔL_B (mm)
33.50	12.67	0.000	0.000

Comments.....1999-09-07
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 043 1
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width19.40 mm
Depth4.100 mm
Gauge Length50.04 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90431.CDA



1999-09-07



MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

ANEXO

RELATORIO Nº:

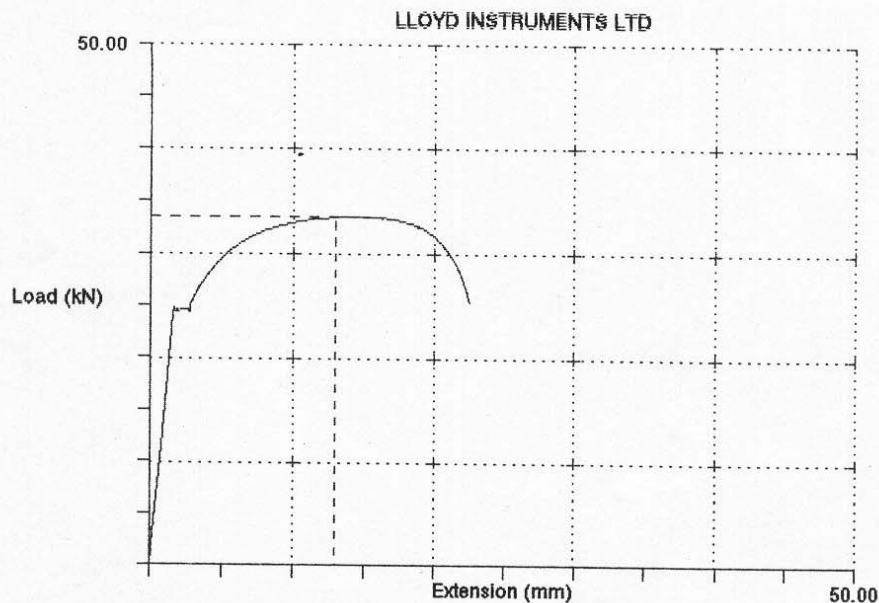
EM - 99 - 0049

OBRA Nº:

51 / 171 / 3684

PÁGINA Nº:

2/3



F_{max} (kN)	ΔL_{max} (mm)	E (kN)	ΔE (mm)
33.50	12.93	0.000	0.000

Comments.....1999-09-07
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 043 2
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width19.50 mm
Depth4.100 mm
Gauge Length50.20 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90432.CDA



1999-09-07



MINISTÉRIO
DA
DEFESA NACIONAL
MARINHA
ARSENAL DO ALFEITE
2810 - 001 ALMADA

LEME
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

ANEXO

RELATORIO Nº:

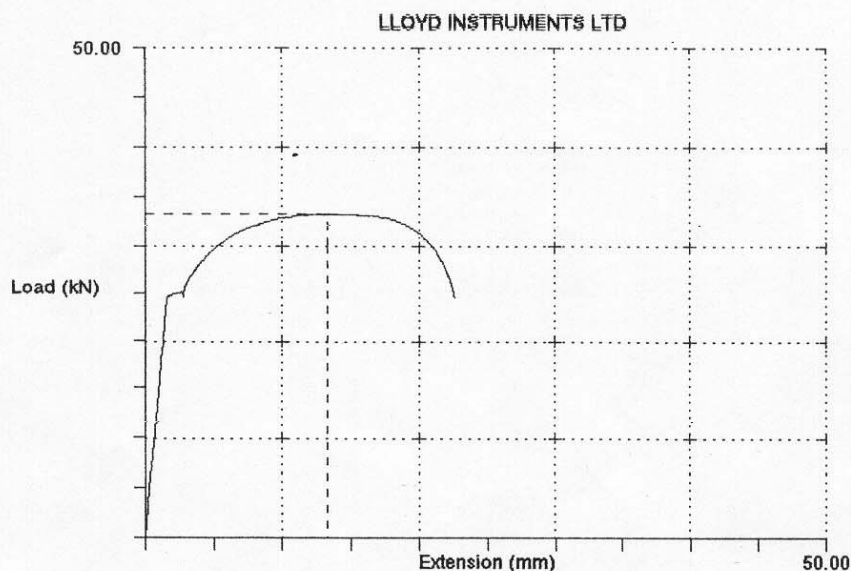
EM - 99 - 0049

OBRA Nº:

51 / 171 / 3684

PÁGINA Nº:

~~276~~
3/3



F_{max} (kN)	ΔL_{max} (mm)	E (kN)	ΔE (mm)
33.31	13.28	0.000	0.000

Comments.....1999-09-07
OperatorTF Ferreira
Sample48 T 9 043 3
Auto Return.....OFF
Auto Zero.....OFF
Cycle.....OFF
Mode.....Tension
Extensometer.....Internal
Load Offset.....0.000 kN
Extension Offset.....0.000 mm
Test Speed6.000 mm/min
Width19.40 mm
Depth4.100 mm
Gauge Length50.00 mm
Data saved as file: C:\MX\48T90433.CDA



1999-09-16

Anexo E. Dimensionamento da Estrutura dos Ensaio

E.1 Dimensionamento dos Mordentes

O modelo M4-200 é o modelo mais resistente pelo que condiciona o projecto e escolha de todos os acessórios e equipamentos. Uma das peças mais afectada pela resistência do modelo a ensaiar são os mordentes, ou vigas laterais de suporte do modelo, nas quais vão coexistir simultaneamente valores elevados de momento flector e esforço transversal.

Existem três zonas críticas nos mordentes, Figura 266: os dois extremos e a zona de transição de geometria a meio.

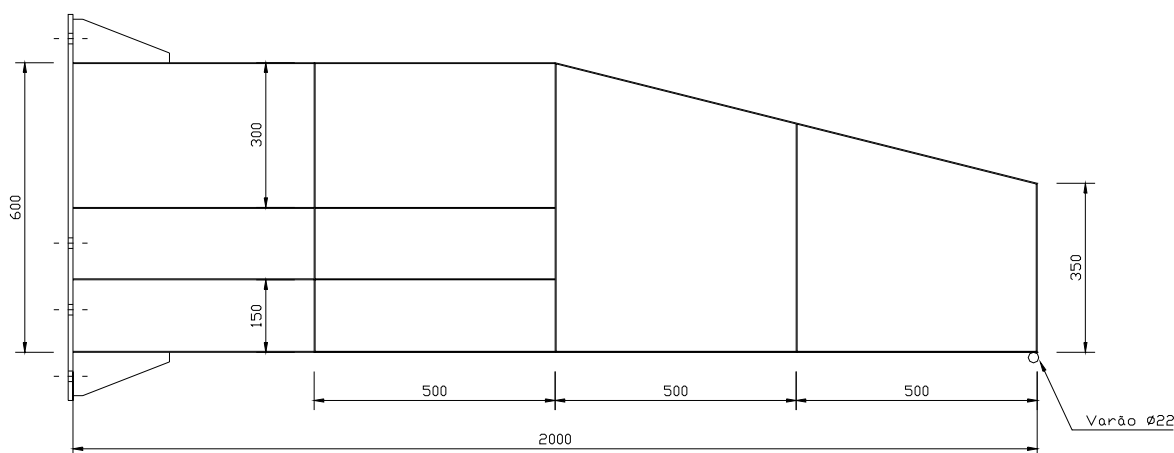


Figura 266 Alçado do mordente.

No extremo mais afastado do caixão, à direita na figura, não existe momento e o esforço transversal é de 285KN. A área efectiva mínima da alma é 3200mm² a que corresponde uma tensão corte média de 89MPa.

No extremo aparafusado, à esquerda na figura, o momento flector é de 570KNm e o esforço transversal é igual ao anterior. A tensão equivalente máxima

nestas condições é de 110MPa na intersecção da alma com o banzo.

A meio do mordente existe uma variação importante de área da secção e a tensão equivalente máxima nessa secção é de 105MPa.

E.2 Ligação aparafusada

Ao momento máximo de 570KNm corresponde uma força unitária de 136KN em cada um dos seis parafusos à tracção, desprezando a existência dos quatro parafusos laterais os quais funcionam como segurança. A força de compressão suplementar necessária para compensar a força de corte, de forma que os parafusos não funcionem ao corte, pode ser desprezada pois é desenvolvida uma força de compressão muito elevada na parte superior da junta, estimada em 814KN a qual permite suportar uma força de corte de 162KN.

Os parafusos M20 classe 8.8 suportam 188KN. Nestas condições o coeficiente de segurança da ligação é 1,38, valor este considerado aceitável. O momento de aperto aplicado é de 440Nm.

E.3 Dimensionamento da viga de transmissão

A viga de suporte e transmissão de forças tem um comprimento de 1000mm, distância entre apoios, e deve suportar uma força de 620KN, acréscimo de 8% relativamente à carga de projecto.

O momento flector a que está sujeita a viga é $M=PL/4=155\text{KNm}$. Considerando uma tensão admissível de $S=155\text{MPa}$, o módulo resistente mínimo é de $Z=M/S=1000\text{cm}^3$. Os perfis correspondentes, de acordo com o Veiga da Cunha [153] são o INP380 ou o IPE400.

E.4 Concentração de tensão

O carregamento é quasi-estático e o material dúctil pelo que não faz sentido considerar as concentrações de tensões no banzo. De qualquer forma o factor de concentração de tensões teórico é $k_t=2,55$ o qual é da mesma grandeza do factor de

segurança [154]. A justificação para a não consideração do factor de concentração de tensões em carregamentos quasi estáticos baseia-se na transferencia de carregamento das zonas mais carregadas onde foi atingida a cedência para zonas menos carregadas sendo restabelecido o equilíbrio. Estas cedências locais não representam perigo para a estrutura dada a natureza dúctil do material.

E.5 Verificação dos Parafusos

A fixação da viga utiliza 16 parafusos M20 sujeitos a uma força de pré-tensão de 110KN. Cada um dos parafusos tem uma área útil de 245mm² (314mm² de área nominal) de acordo com [154], donde resulta uma área total ao corte de 4900mm² para uma tensão proporcional de 600MPa. A tensão de corte média com os parafusos desapertados é 82,6MPa, tendo-se portanto um coeficiente de segurança elevado.

Relativamente à flexão na junta, o momento suportado é de $M=S \cdot A \cdot b$, donde $M=600 \cdot 6 \cdot 314 \cdot 0,700=791\text{KN.m}$, considerando unicamente os 12 parafusos extremos. Como o momento máximo aplicado à junta é de 570KNm, o coeficiente de segurança da ligação aparafusada é superior a 1,39 para o modelo mais resistente.