

ANÁLISE NUMÉRICA VIA MEF E DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DA
RESISTÊNCIA DIRETA DE ESTACAS-PRANCHA METÁLICAS DE PAREDE
FINA SOB COLAPSO LOCAL

Victor Justen da Silveira Machado

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos necessários
à obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientador: Alexandre Landesmann

Rio de Janeiro

Junho de 2017

ANÁLISE NUMÉRICA VIA MEF E DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DA
RESISTÊNCIA DIRETA DE ESTACAS-PRANCHA METÁLICAS DE PAREDE
FINA SOB COLAPSO LOCAL

Victor Justen da Silveira Machado

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc.

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc.

Prof. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JUNHO DE 2017

Machado, Victor Justen da Silveira

Análise Numérica via MEF e Dimensionamento pelo Método da Resistência Direta de Estacas-Prancha Metálicas de Parede Fina sob Colapso Local / Victor Justen da Silveira Machado. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

X, 97 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Alexandre Landesmann

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 76-83.

1. Flambagem Local. 2. Estacas-Prancha. 3. Método da Resistência Direta. I. Landesmann, Alexandre. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Aos meus pais, Cláudia e
Jorge, pelo constante
apoio e incentivo.*

Agradecimentos

À Deus, por ter me amparado nos momentos difíceis e ter me concedido a oportunidade de evoluir como ser humano através da sabedoria e do entendimento.

À minha família, pelos exemplos de dedicação e por compreenderem a minha ausência, em especial aos meus pais Jorge e Cláudia e meu irmão Bruno, pela contribuição na formação do meu caráter e na busca dos meus objetivos.

Ao meu orientador, Prof. Alexandre Landesmann, pela ajuda concedida durante a elaboração deste trabalho.

Aos Professores do Programa de Engenharia Civil – PEC/COPPE, pelos importantes ensinamentos transmitidos ao longo deste período de convivência.

Aos amigos, colegas de trabalho e demais pessoas que, direta ou indiretamente, me ajudaram a chegar até aqui.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pelo apoio financeiro que permitiu a realização desta dissertação.

À COPPE/UFRJ, por me proporcionar a oportunidade de produzir este trabalho.

Ao povo brasileiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA VIA MEF E DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DA
RESISTÊNCIA DIRETA DE ESTACAS-PRANCHA METÁLICAS DE PAREDE
FINA SOB COLAPSO LOCAL

Victor Justen da Silveira Machado

Junho/2017

Orientador: Alexandre Landesmann

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta um estudo numérico-computacional, via método dos elementos finitos (MEF), para análises de estabilidade e resistência última de estacas-prancha (EP), constituídas por perfis metálicos formados a frio (PFF), sob modo de falha local, considerando carregamentos típicos atuantes em elementos estruturais de fundações, além de avaliar a aplicabilidade do Método da Resistência Direta (MRD) na estimativa de resistência última. Inicialmente, realiza-se uma análise linear de estabilidade via GBT (Generalized Beam Theory), sendo em seguida abordada a caracterização mecânica dos modos de flambagem ora citados. A seguir, um modelo elaborado em elementos finitos no software ANSYS é empregado para análises não-lineares física e geométrica das estacas que encontram-se sob modo de flambagem local, visando avaliar o comportamento estrutural na pós-flambagem elástica e elasto-plástica. Finalmente, os resultados numéricos obtidos nesta pesquisa são comparados com as previsões obtidas através da utilização do Método da Resistência Direta (MRD), que consta na ABNT NBR 14762:2010 (Anexo C).

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS USING FEM AND DESIGN BY DIRECT STRENGTH
METHOD OF COLD FORMED STEEL SHEET PILES UNDER LOCAL COLLAPSE

Victor Justen da Silveira Machado

June/2017

Advisor: Alexandre Landesmann

Department: Civil Engineering

This work presents a numerical computational study using FEM for stability analysis and ultimate strength of cold formed steel sheet piles under local collapse, considering typical loads acting on structural elements of foundations, besides evaluating the performance of the current Design Strength Method (DSM) provisions to estimate the ultimate strength. Initially, a linear stability analysis was performed via GBT (Generalized Beam Theory), followed by the mechanical characterization of the buckling modes mentioned above. Next, an ANSYS shell finite element model is employed to perform geometrical and material non-linear analysis of the piles affected by the local buckling mode, aiming to evaluate the structural behavior in elastic-elastic and elastic-plastic post-buckling. Finally, the numerical results obtained in this dissertation are compared with the predictions obtained through the Direct Strength Method (DSM), which is included in ABNT NBR 14762: 2010 (Annex C).

SUMÁRIO

1 Introdução	1
1.1 Motivação.....	3
1.2 Objetivo.....	4
1.3 Metodologia	5
1.4 Escopo da Dissertação	5
2 Revisão Bibliográfica	7
2.1 Estacas-Prancha.....	7
2.1.1 Histórico	7
2.1.2 Tipos de Estaca-Prancha e Aplicações.....	10
2.1.3 Carregamentos utilizados no dimensionamento de estacas-prancha	17
2.1.4 Interlocks	19
2.2 Estabilidade estrutural e equilíbrio	21
2.2.1 Flambagem	24
2.2.2 Pós-Flambagem e Resistência Última	30
2.3 Dimensionamento.....	34
2.3.1 Prescrições Existentes	34
2.3.2 Método da Largura Efetiva (MLE)	34
2.3.3 Método da Seção Efetiva (MSE)	35
2.3.4 Método da Resistência Direta (MRD).....	35
3 Seleção dos Perfis	39
3.1 Seleção dos perfis de estacas-prancha	39
3.2 Seleção dos casos de carregamento	41
3.3 Análise de flambagem via GBTul	43
4 Modelo Numérico	51
4.1 Análise em Elementos Finitos.....	51
4.2 Análise de Flambagem via Método dos Elementos Finitos.....	56
5 Análises de Pós-flambagem e Dimensionamento	60
5.1 Comportamento de pós-flambagem elástica	60
5.2 Comportamento de pós-flambagem elasto-plástica.....	63
5.3 Dimensionamento via MRD	69
6 Conclusão	73
6.1 Sugestões para trabalhos futuros	75
7 Bibliografia.....	76
Apêndice A	84
Apêndice B	91

SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

A	Área da seção transversal
E	Módulo de Elasticidade
I	Inércia
K_a	Coeficiente de pressão ativa exercida pelo solo sobre as estacas
K_p	Coeficiente de pressão passiva exercida pelo solo sobre as estacas
L	Comprimento da coluna
M_{crit}	Momento crítico (ou momento de bifurcação)
M_e	Momento crítico de bifurcação global mínimo
M_l	Momento crítico de bifurcação local mínimo
$M_{máx}$	Momento máximo atuante ao longo do comprimento da estaca
M_{ne}	Momento último de flambagem global estimado via MRD
M_{nl}	Momento último de flambagem local estimado via MRD
M_{test}	Momento experimental
M_u	Momento último
M_y	Momento de escoamento
P	Carga de compressão axial
P_a	Pressão ativa exercida pelo solo sobre as estacas
$P_{cr.D}$	Carga crítica de flambagem distorcional
P_E	Carga Crítica de <i>Euler</i>
P_p	Pressão passiva exercida pelo solo sobre as estacas
P_u	Carga de compressão axial última
U_e	Perfil U enrijecido
W	Módulo de resistência da seção transversal
Z	Profundidade do solo abaixo da superfície

Letras Romanas Minúsculas

c	Coeficiente de resistência à coesão do solo
f_y	Tensão de escoamento
l	Comprimento da coluna
m	Número de nós intermediários da seção transversal no GBtul
n	Número de paredes da seção transversal no GBtul
q	Deslocamento lateral no meio do vão
t	Espessura
w	Deslocamento lateral

Letras Gregas

β	Ângulo de inclinação da superfície do terreno
γ	Peso específico do solo
δ	Deflexão transversal da coluna
δ_0	Imperfeição inicial
λ_0	Esbeltez associada à flambagem global
σ	Tensão normal de compressão
σ_{crit}	Tensão crítica de bifurcação local mínima
ν	Coeficiente de Poisson
φ	Ângulo de atrito interno do solo
λ_l	Esbeltez associada à flambagem local

1 Introdução

A utilização do aço no projeto e construção de obras civis nos últimos anos vem ganhando destaque no Brasil (CBCA, 2017), possibilitando aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade. As vantagens dos sistemas construtivos em aço vão muito além da linguagem estética de expressão marcante, comparados com outros tipos de materiais, o aço destaca-se por proporcionar (i) *maior limpeza da obra* – devido à ausência de entulhos, como escoramento e fôrmas, (ii) *menores dimensões das peças e redução de cargas nas fundações* e (iii) *maior confiabilidade* – material mais homogêneo, com limites de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos (METÁLICA, 2017).

Basicamente, existem dois tipos mais comuns de elementos estruturais em aço (YU & SCHAFER, 2005): (i) os laminados a quente – conformados a temperaturas elevadas e (ii) os perfis formados a frio (PFF) – manufaturados a temperatura ambiente através de perfiladoras por processo contínuo ou descontínuo, com o auxílio de prensas dobradeiras. No processo contínuo, a fabricação dos perfis formados a frio se dá em série, a partir do deslocamento longitudinal de uma chapa fina de aço sobre os roletes de uma linha de perfilagem, o que confere gradativamente à chapa o formato definitivo do perfil (Figura 1.1). No processo descontínuo, o formato do perfil é obtido com o auxílio de uma prensa. A chapa de aço é posicionada sobre um gabarito, e então a dobradeira é prensada contra a chapa (Figura 1.2).

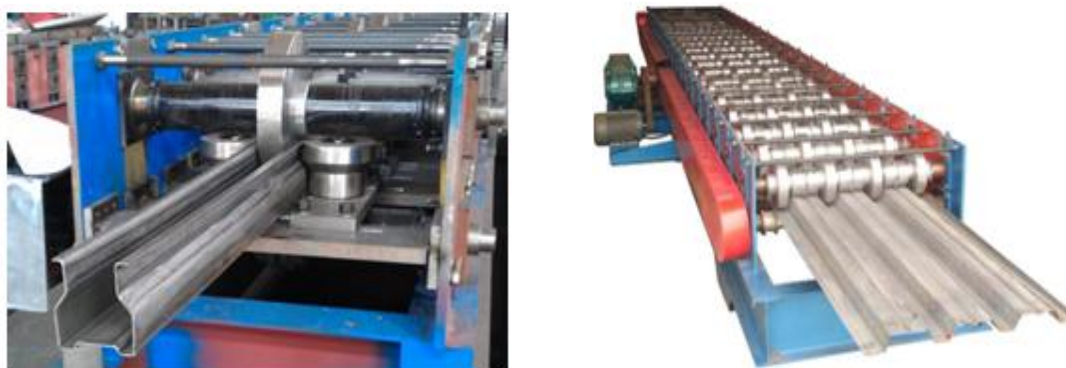


Figura 1.1. PFF – Processo contínuo de fabricação (a) seção transversal rack (CHINAFORMINGMACHINE, 2017) e (b) seção transversal típica steel deck (SEEKPART, 2017).

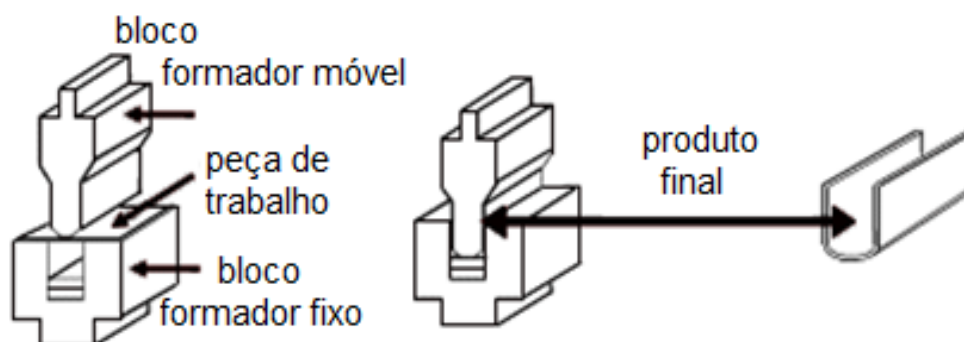


Figura 1.2. PFF – Processo descontinuo de fabricação
(Adaptado: ADVANTAGE FABRICATED METALS, 2017).

A natureza dos processos de fabricação dos PFF permitem que sejam manufaturadas diferentes geometrias, conferindo a este tipo de estrutura versatilidade de fabricação e eficiência estrutural, estimulando a otimização dos projetos, sejam por razões arquitetônicas, estruturais ou econômicas. Alguns exemplos de seções transversais comumente produzidas são ilustradas na Figura 1.3.

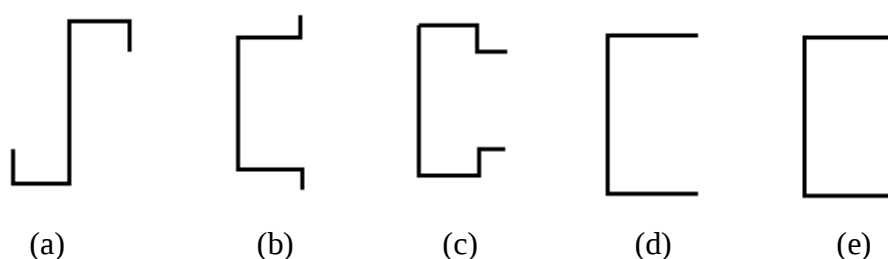


Figura 1.3. Exemplos de seções transversais em PFF:
(a) “Z”, (b) “hat”, (c) “rack”, (d) “U” e (e) “U_c”

A aplicação dos PFF teve início em estruturas secundárias, como telhados e sistemas de tapamento lateral, mas ultimamente, são comumente encontrados em estruturas primárias. A Figura 1.4 exemplifica sua utilização em fundações, através do uso de estacas-prancha (EP), rack’s para estocar materiais, residências que utilizam o sistema construtivo em steel frame e lajes steel deck.

O conceito na utilização dos elementos estruturais em PFF é utilizar a geometria ao invés da espessura, para suportar os carregamentos a que estejam submetidos (YU & SCHAFER, 2005). Acompanhando o aumento de sua utilização na construção civil, as pesquisas relacionadas à compreensão do comportamento estrutural e as possibilidades de aplicação cresceram de forma significativa. Sabe-se que os PFF apresentam pelo

menos 3 modos distintos de flambagem (local, distorcional e global) que podem interagir entre si (SCHAFER, 2002). Logo, é de extrema importância que estes fenômenos de instabilidades sejam contabilizados no projeto dessas estruturas.



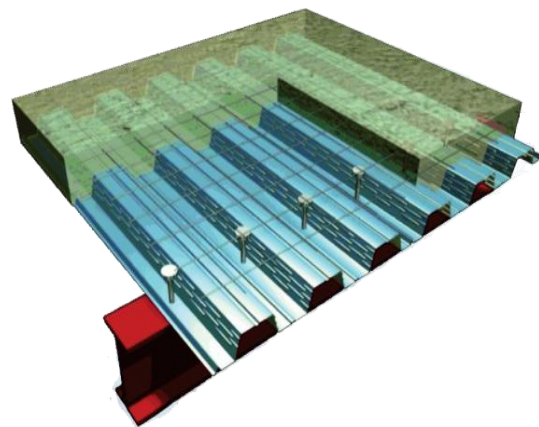
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 1.4. Exemplos de aplicação de PFF: (a) residência construída em steel frame (CSSBI, 2017), (b) estrutura de armazenamento (DNA, 2014), (c) obra de contenção (CHINA-STEELPILING, 2017) e (d) steel deck com capa de concreto (PINI, 2017).

1.1 Motivação

A tecnologia de construção utilizando estacas-prancha possui mais de 100 anos, sendo aprimorada com novas soluções de engenharia, objetivando atender as mais diversificadas demandas. Uma consequência deste fato é um desenvolvimento constante de novos produtos comercializados, geralmente constituídos por chapas finas e de elevada esbelteza, desenvolvendo assim, fenômenos de instabilidade que variam, dentre

outros fatores, com a sua forma, comprimento e condições de apoio, podendo apresentar consequentemente, diversos modos de flambagem.

Atualmente, o Método da Resistência Direta (MRD) possui grande importância no contexto do dimensionamento de estruturas de aço em PFF. Ele fornece expressões que possibilitam estimar a resistência última de diversas seções sob os modos de flambagem local, distorcional, global e interações entre estes, gerando estimativas precisas e seguras, baseadas no comportamento da seção transversal à flambagem e na tensão de escoamento do aço utilizado. A simplicidade e a eficiência decorrentes do uso das formulações do MRD são as principais vantagens deste método, levando – consequentemente – a uma elevada utilização do mesmo, inclusive como parte de normas de dimensionamento de estruturas de aço. Entretanto, as normas que regem o dimensionamento de estacas-prancha não levam em consideração a aplicação do MRD na previsão da resistência última.

Sendo assim, o desenvolvimento de novos produtos aliado a escassez de resultados na literatura sobre comportamento de flambagem e pós-flambagem (elástica e elasto-plástica), além da verificação da aplicabilidade do MRD no dimensionamento de EP, serviram de motivação para a presente pesquisa.

1.2 Objetivo

O objetivo principal deste trabalho é apresentar um estudo numérico computacional via MEF do comportamento estrutural de estacas-prancha, constituídas por perfis metálicos formados a frio sob modo de falha local, considerando carregamentos típicos atuantes em elementos estruturais de fundações. Para isto, objetiva-se avaliar o comportamento de flambagem e pós-flambagem, a participação modal com a caracterização dos principais modos de deformação, a curva M_{cr} versus L (carga crítica versus comprimento) e realizar as análises de pós-flambagem elástica e elasto-plástica.

Além disso, este estudo avalia a adequação das recomendações do Método da Resistência Direta (MRD) para prever a resistência última das estacas-prancha analisadas.

1.3 Metodologia

Para que os objetivos sejam atingidos, as análises propostas envolvem as seguintes etapas sequenciais: (i) análise linear de estabilidade e participação modal através do programa GBTul (BEBIANO *et al.*, 2010ab), (ii) análise não-linear física e geométrica, utilizando modelos de elementos finitos elaborados com elementos de casca (Shell181) no programa ANSYS (SAS, 2009), visando avaliar a pós-flambagem elástica e elasto-plástica, (iii) análise das estacas-prancha utilizando o critério de falha de von Mises e obtenção do momento último (M_u), possibilitando a verificação e comparação das curvas M_u/M_y versus λ_L com as curvas de dimensionamento sob flambagem local, propostas pelo MRD e (iv) avaliação dos resultados a fim de verificar se as recomendações normativas (ABNT NBR 14762:2010) estimam adequadamente (segurança e precisão) a resistência das estacas-prancha.

1.4 Escopo da Dissertação

O Capítulo 1 apresenta uma introdução geral sobre PFF. Adicionalmente, foi definida a motivação, os objetivos deste trabalho e a metodologia a ser utilizada para alcançar estes objetivos.

O Capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica dos trabalhos encontrados nesta investigação. No item 2.1, são mencionados um breve histórico sobre estacas-prancha e algumas aplicações em projetos, além dos carregamentos mais comuns utilizados no seu dimensionamento. No final deste item, apresenta-se uma discussão sobre interlocks. O item 2.2 engloba trabalhos numéricos e experimentais anteriores sobre flambagem, pós-flambagem, resistência última e dimensionamento através do Método da Resistência Direta (MRD), além de abordar as prescrições existentes aplicadas à EP.

O Capítulo 3 descreve as propriedades geométricas das EP estudadas neste trabalho, além dos carregamentos adotados para as análises. Em seguida, é realizada a apresentação e discussão dos resultados de uma análise de flambagem obtida com base na teoria GBT (Generalised Beam Theory). Após descrever os modelos numéricos propostos elaborados em elementos finitos, além dos parâmetros adotados para as análises de flambagem e pós-flambagem, o Capítulo 4 apresenta e discute os resultados de uma análise de flambagem utilizando os modelos numéricos descritos neste Capítulo.

O Capítulo 5 demonstra os resultados obtidos pela análise numérica do comportamento de pós-flambagem elástica e elasto-plástica, apresentadas pelas estacas-prancha via Método dos Elementos Finitos – Ansys (SAS, 2009), além da discussão sobre o efeito da variação do tipo de carregamento na estimativa da resistência última, calculada a partir das formulações do Método da Resistência Direta (MRD).

Finalmente, no Capítulo 6, são apresentadas as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 Revisão Bibliográfica

Este Capítulo traz no item 2.1 um breve histórico com alguns exemplos de aplicações de estacas-prancha, além dos carregamentos usuais para o seu dimensionamento. O item 2.2 apresenta os conceitos de estabilidade e equilíbrio, com foco nas análises de flambagem e pós-flambagem. A normatização aplicada à estacas-prancha e os métodos de dimensionamento de interesse para o presente trabalho são abordados no item 2.3.

2.1 Estacas-Prancha

As estacas-prancha são cortinas de contenção formadas por perfis, geralmente metálicos, justapostos e cravados no solo. Segundo o Eurocode 3 - Parte 5 (EN 1993-5:2007), define-se estaca-prancha como a parede contínua formada por perfis metálicos, interligados através de “*locks internos*” ⁽¹⁾. Têm sido utilizadas nos últimos cem anos em obras de contenção ao redor do mundo. Aliando um custo competitivo à rapidez de execução, a parede de estacas metálicas tem se mostrado a solução mais econômica para um grande número de obras (LUZ, 2010). Regulamentadas por normas europeias e com uma grande gama de alternativas, é possível adequar a solução aos mais variados tipos de obras, desde terminais portuários a contenção para valas de rede de água e esgoto.

2.1.1 Histórico

O uso de estacas-prancha em obras de contenção é bem mais antigo do que se imagina. No princípio do século passado, por volta de 1900, EP construídas de madeira ou ferro fundido já eram utilizadas. A era das estacas pranchas conhecidas no mundo de hoje teve início no começo do século XX, com o desenvolvimento da tecnologia de laminação (LUZ, 2010).

O livro “*Um produto conquista o mundo - 100 anos de paredes de estacas de Dortmund*” ⁽²⁾ descreve a trajetória de sucesso das estacas-pranchas. A história está

⁽¹⁾ Parte componente do perfil metálico denominada “interlock”, que tem como objetivo interligar perfis adjacentes para formar uma parede contínua, melhor detalhada no item 2.1.4;

⁽²⁾ Título original em Alemão: “*Ein Produkt erobert die Welt - 100 Jahre Stahlspundwand aus Dortmund.*”

intimamente ligada a *Tryggve Larssen*, engenheiro-chefe de Estado da cidade de Bremen, na Alemanha, onde em 1902 desenvolveu a primeira estaca-prancha de aço do mundo, em seção U e travas rebitadas, levando esta, o seu nome: “*Larssen U Section Sheet Pile*”, sendo patenteada em 1906, conforme ilustra a Figura 2.1.

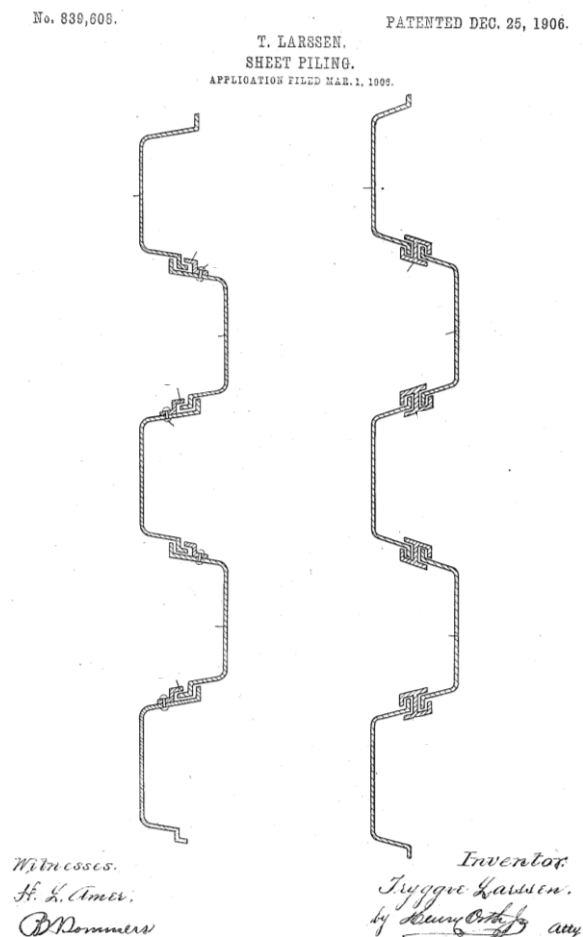


Figura 2.1. Estaca-prancha Seção U - Larssen (adaptado - US839608, (1906)).

A idéia do interlock em ambos os lados da estaca-prancha, surgiu em 1914, garantindo estanqueidade e maior rigidez ao conjunto. A Figura 2.2 ilustra duas seções conectadas pelo interlock, inventadas por *Larssen*.

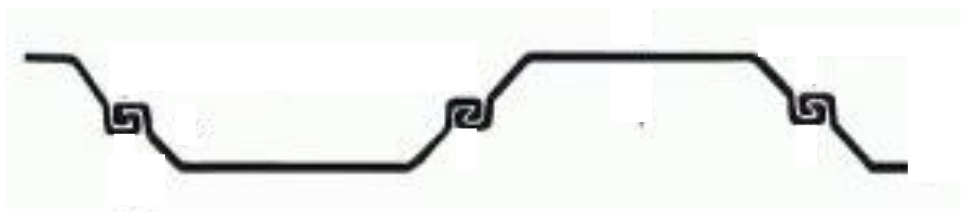


Figura 2.2. Interlock de conexão na estaca Seção U - Larssen (adaptado - CHINA-SHEETPILING, 2017)

A “*Larssen U Section*” foi amplamente utilizada na orla de *Hohentorshafen*, em Bremen, Alemanha e uma das mais antigas “*Larssen U Section*” é exibida na “*Giken Kochi Head Office*” para nos lembrar do contexto histórico desta seção.

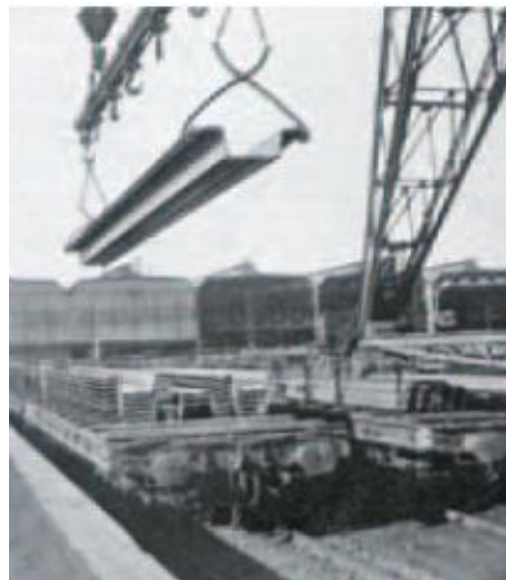
Um dos principais produtores de estacas pranchas do mundo, *ArcelorMittal*, laminou as primeiras estacas-prancha em 1911 e 1912: as estacas pranchas “*Ransome*” e “*Terre Rouge*”. Desde então o programa de produção do laminador da *ArcelorMittal* em Belval, Luxemburgo, passou por constante melhoria e desenvolvimento para incluir perfis de tipo U e Z (ARCELORMITTAL, 2017). A Figura 2.3 ilustra catálogos desta fase inicial de comercialização de EP.



(a)



(b)



(c)

Figuras 2.3. Comercialização de estacas prancha: Catálogos informando produtos produzidos – início da década de 20 (a) Tipo I, (b) Tipo II e (c) estocagem das estacas (ARCELORMITTAL, 2017).

2.1.2 Tipos de Estaca-Prancha e Aplicações

Existem basicamente dois tipos de estacas-prancha em aço: (i) estacas laminadas a quente e (ii) laminadas a frio e uma gama enorme de fabricantes que produzem uma variedade de perfis em diversos tamanhos e consequentemente, vários momentos de inércia e relações (*peso/m²*) diferentes. Porém, são geralmente divididas em três tipos principais (THORESEN, 1988):

Perfil U (Figura 2.4): onde os interlocks estão localizados no eixo neutro dos perfis, tal como, por exemplo, os perfis de “*Larssen*”;

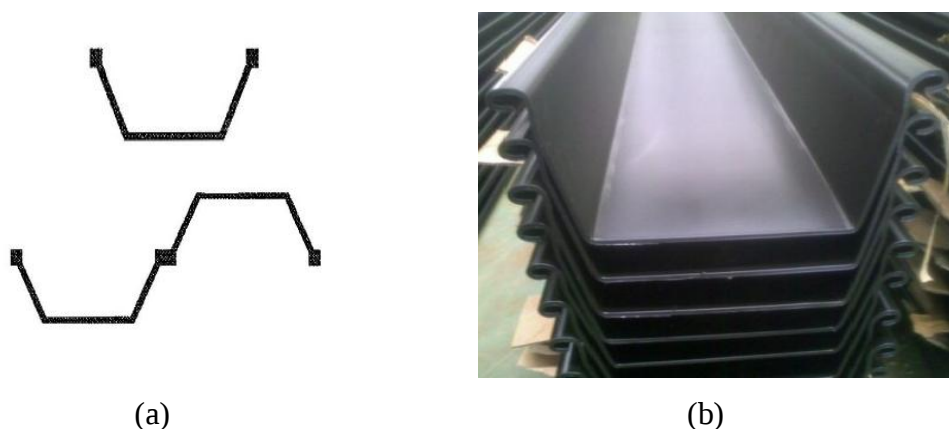


Figura 2.4. Perfil Tipo U: (a) Eurocode 3 - Parte 5 (adaptado - EN 1993-5:2007) e (b) (CHINA-STEELPILING, 2017).

Perfil Z (Figura 2.5): onde os interlocks estão localizados nas mesas dos perfis. A principal característica dos perfis Z é a localização simétrica dos *interlocks* em ambos os lados do eixo neutro;

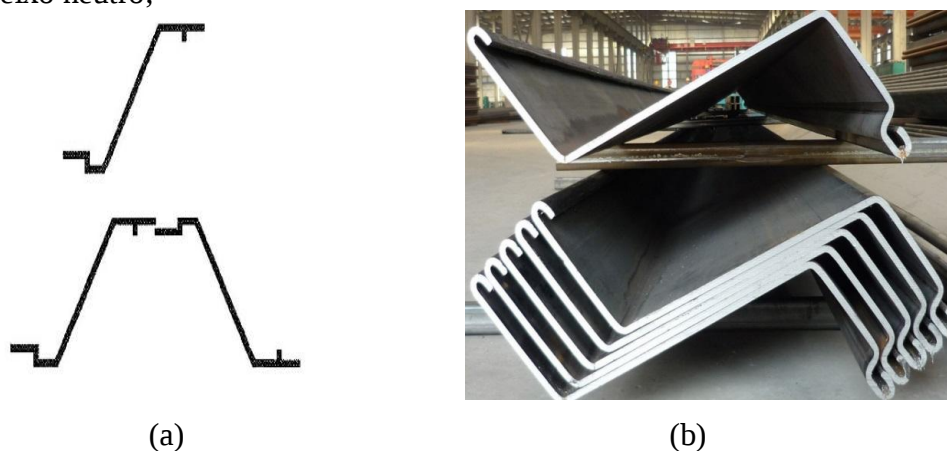


Figura 2.5. Perfil Tipo Z: (a) Eurocode 3 - Parte 5 (adaptado - EN 1993-5:2007) e (b) (CHINA-STEELPILING, 2017).

Perfil H (Figura 2.6): formam paredes no formato de “caixas” quando se juntam através de seus respectivos interlocks. Muito usados em paredes combinadas (melhor detalhadas a seguir, na Figura 2.8(b)).

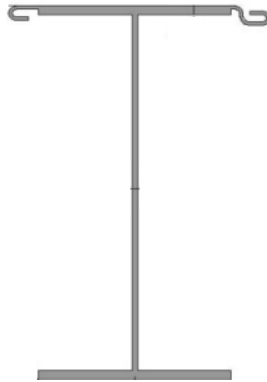


Figura 2.6. Seção H (CHINA-STEELPILING, 2017).

Múltiplos arranjos podem ser realizados com os elementos U, Z e H, dando origem a paredes de estacas-prancha combinadas, onde segundo o Eurocode 3 - Parte 5 (EN 1993-5:2007), estas são definidas como muros de contenção compostos de elementos (i) primários – sendo estes espaçados uniformemente ao longo do comprimento da parede e (ii) secundários – elementos que possuem seções de EP dos mais variados tipos, instaladas nos espaços entre os elementos primários e ligados a eles geralmente pelos interlocks, como podem ser observados nas Figuras 2.7 e 2.8.



(a)



(b)

Figura 2.7. Paredes de Estaca-prancha formadas pela junção de (a) perfis U e (b) perfis Z (CHINA-STEELPILING, 2017).



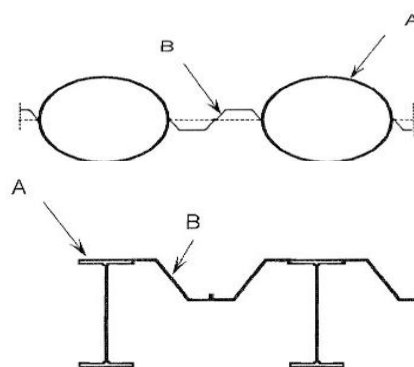
(a)



(b)



(c)

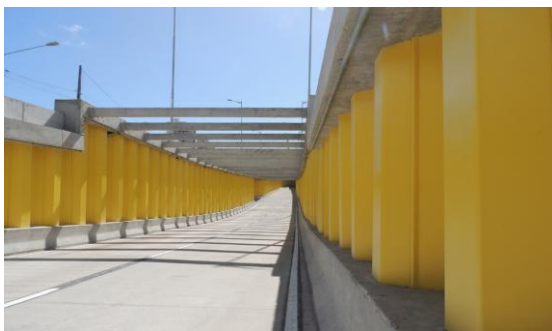


(d)

Figura 2.8. Exemplos de paredes combinadas (CHINA-STEELPILING, 2017): (a) EP soldadas aos perfis I, (b) EP soldadas aos perfis H, (c) EP soldadas aos perfis tubulares e (d) A- Estrutura Primária e B- Estrutura Secundária (EN 1993-5:2007).

Por atender de forma eficiente e econômica a uma grande diversidade de projetos, as aplicações das EP são numerosas e podem ser de caráter provisório ou definitivo. Exemplos de projetos ilustrando sua utilização serão mostrados a seguir.

➤ Passagens de nível



(a)



(b)

Figura 2.9. Passagem de nível (a) entorno da Arena Dunas, Natal e (b) subterrânea, no novo acesso ao aeroporto de Congonhas, São Paulo (ARCELORMITTAL-BR, 2017).

➤ **Ensecadeiras**

As ensecadeiras são dispositivos utilizados para a contenção temporária da ação das águas em superfícies escavadas, normalmente onde se pretende executar obras sem a interferência da água, criando uma área estanque para o canteiro de trabalho (URBANA-PINI, 2017), como pode ser observado na Figura 2.10.



(a)



(b)

Figura 2.10. Ensecadeira (DASHOFER, 2017): (a) obras portuárias e (b) fundações.

➤ **Execução de valas para redes de água e esgoto, galerias, dutos, tubulações, entre outros**



(a)



(b)

Figura 2.11. Aplicações das estacas-prancha: (a) escavação de vala para galeria subterrânea (AECWEB, 2017) e (b) contenção de canal de esgoto (DHABI-STEEL, 2017).

➤ **Estacionamentos subterrâneos e subsolos de edifícios**

De rápida instalação, as EP são os elementos de contenção mais econômicos para canteiros que enfrentam restrições de espaços ou altos níveis de lençóis freáticos dentro das cidades. Como exemplo de aplicação em Estacionamentos Subterrâneos e subsolos de edifícios, cita-se o projeto da “*New Islington Millenium Village*”, que fica situada a uma pequena distância ao leste do centro da cidade de Manchester – Reino Unido. As EP foram estabelecidas como a solução ideal para estender os canais de “*New Islington*” e foram ainda a escolha natural para a parede de contenção do estacionamento subterrâneo de um nível da edificação (METALICA, 2017). A Figura 2.12 ilustra a contenção do solo e da água, permitindo assim, a construção a seco dentro da escavação e a Figura 2.13 demonstra a a fase final do projeto.



Figura 2.12. Estacionamento nível subterrâneo, New Islington Millenium Village, Manchester – Reino Unido (METALICA, 2017).



(a)



(b)

Figura 2.13. Projeto da New Islington Millenium Village: (a) Contenção para extensão do canal de New Islington e (b) Estacionamento acabado nível subterrâneo (METALICA, 2017).

➤ Obras Portuárias

Segundo THORESEN (1988), as EP se destacam como uma das principais soluções adotadas para construção e ampliação de diques, cais e portos, quebra-mares, defesas contra inundações entre outros. No passado geralmente usavam-se paredes de EP de madeira ou paredes construídas de concreto armado em construções de alturas não muito elevadas. Porém, nos dias atuais, paredes de concreto armado são usadas em estruturas menores ou secundárias e paredes de madeira são dificilmente adotadas, enquanto que EP de aço são a principal solução utilizada.

Como exemplo de aplicação, cita-se a construção do “*Cais Misto*” em Bejaia - Argélia. Foram utilizadas 950 toneladas de EP à cota -12,00m. O cais possui 78m de comprimento acostável (ICSA, 2017). A Figura 2.14 demonstra as etapas da construção do cais.



Figura 2.14. Etapas da construção do Cais Misto de Bejaia – Argélia: (a) instalação das estacas – I, (b) instalação das estacas – II, (c) aterramento e (d) conclusão da obra (ICSA, 2017).

O novo quebra-mar e Terminal LNG do Porto de Swinoujscie – Polônia é situado diretamente no mar, sendo o maior porto na região báltica, conectando a região Escandinava com a Europa. O quebra-mar e a parede de estacas-prancha do cais estão sendo construídos com um sistema de parede combinada fornecida pela *ArcelorMittal* diretamente de suas usinas em Luxemburgo. O quebra-mar possui cerca de 3 km de comprimento e em menos de cinco meses, 13.600 toneladas de tubos de aço de até 24,6m de comprimento e 3.250 toneladas de estacas-prancha foram entregues ao empreiteiro. Os trabalhos de instalação são feitos a partir de cinco plataformas com martelos hidráulicos (ARCELORMITTAL, 2017). A Figura 2.15 demonstra detalhes do projeto do quebra-mar.

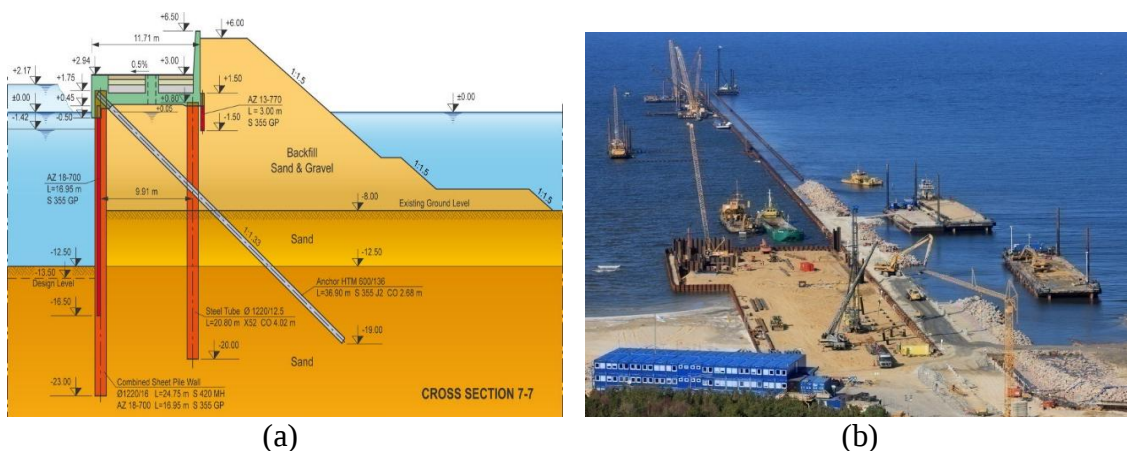
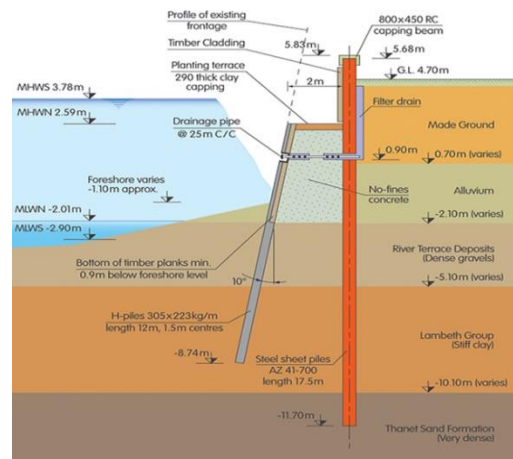


Figura 2.15. Quebra-mar e Terminal LNG, Porto de Swinoujscie – Polônia: (a) Seção transversal do quebra-mar e (b) estacas instaladas (ARCELORMITTAL, 2017).

Na construção de defesas contra inundações, cita-se o projeto realizado no rio *Thames* em *Deptford Creek* – Reino Unido. Para proteger um número estimado de 33.000 famílias contra inundações, a agência ambiental de Londres identificou cinco cais ao longo de *Deptford Creek* para substituição imediata. As estacas-prancha de madeira existentes se encontravam em um estado de ruptura iminente. A maior fachada de contato com o rio possui 109 m de comprimento com uma altura em torno de 7 m. A solução adotada consiste em uma parede de EP feita com cerca de 1.040 toneladas com comprimentos entre 16,5m até 17,5m, sendo estas suportadas por uma fileira 12m de comprimento de perfis H-305x223 cravados a uma inclinação de 10°, sendo então adicionado concreto entre as EP e os perfis H para ajudar na contenção das estacas (ARCELORMITTAL, 2017). A Figura 2.16 ilustra a instalação das estacas, uma seção transversal do projeto e a obra concluída.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.16. Defesa contra inundações no rio Thames em Deptford Creek –Reino Unido: (a) instalação das estacas-prancha, (b) seção transversal do projeto e (c) obra concluída (ARCELORMITTAL, 2017).

2.1.3 Carregamentos utilizados no dimensionamento de estacas-prancha

As EP são submetidas à carregamentos de pressão, sendo estes definidos como força por unidade de área, exercida geralmente pelo solo sobre a estrutura das estacas. A magnitude do carregamento depende, entre outros fatores, das propriedades físicas do solo, da interação na interface solo-estrutura e das características das deformações no sistema solo-estrutura. Observa-se também uma influência do tempo em que o carregamento atua devido aos efeitos de fluência (USS, 1984).

Existem duas teorias clássicas que fornecem expressões para o cálculo das pressões ativas (pressão que o solo exerce sobre a estrutura) e passivas (quando a

estrutura é “empurrada” contra o solo, caracterizando uma natureza passiva à pressão) - a Teoria de Rankine e a Teoria de Coulomb. Segundo a teoria de RANKINE (1857), as pressões atuantes são calculadas conforme Equações 2.1 e 2.2,

$$P_a = \gamma Z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.1)$$

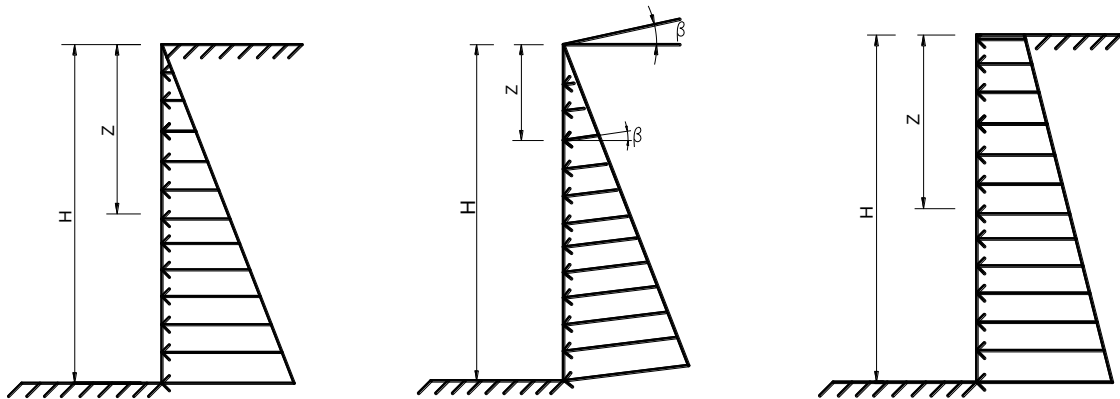
$$P_p = \gamma Z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.2)$$

Onde P_a e P_p são, respectivamente, as pressões ativa e passiva, a uma profundidade Z abaixo da superfície, γZ é a pressão vertical na profundidade Z devido ao peso específico do solo (γ), c é o coeficiente de resistência à coesão do solo, K_a e K_p são os coeficientes de pressão ativa e passiva, respectivamente, sendo estes determinados em função do ângulo de atrito interno do solo (φ) e do ângulo de inclinação do terreno (β), conforme pode ser observado nas Equações 2.3 e 2.4, ambos parâmetros do solo em análise.

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.3)$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.4)$$

A Figura 2.17 ilustra distribuições de pressões típicas, geradas pelo maciço de solo na parede de estacas-prancha, sendo estas calculadas pelas Equações 2.1 e 2.2.



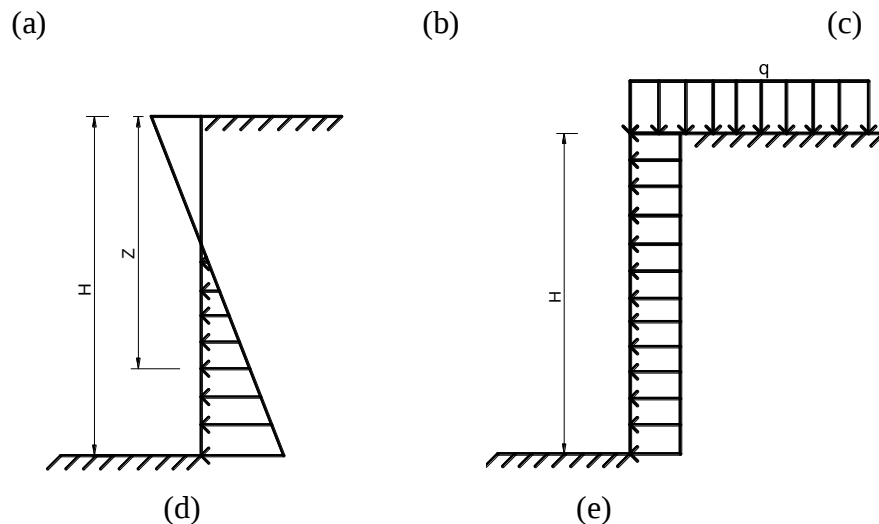


Figura 2.17. Distribuição das pressões devido ao solo (a) não coesivo, (b) não coesivo com perfil inclinado, (c) coesivo com pressão ativa, (d) coesivo com pressão passiva e (e) Pressão lateral devido à sobrecarga.

2.1.4 Interlocks

Segundo o Eurocode 3 - Parte 5 (EN 1993-5:2007), defini-se o interlock como sendo uma parte componente do perfil metálico que tem como objetivo interligar perfis adjacentes para formar uma parede contínua, podendo ser descritos como:

- Livres – Travando os perfis adjacentes somente através do contato, sem utilização de vincos e sem auxílio de soldas para compatibilizar as superfícies;
- Frisados – Travando os perfis adjacentes através do auxílio de ranhuras;
- Soldados – Travando os perfis adjacentes através do uso de solda contínua ou intermitente.

Ainda de acordo com o EN 1993-5:2007, fatores de redução devem ser aplicados ao módulo de resistência da seção e no momento de inércia para contabilizar a perda de transmissão de esforço cortante nas interligações entre os perfis.

Existem na literatura alguns estudos sobre os esforços transmitidos nos interlocks. FANG & BREWER (1969) realizaram testes em campo para comprovar o comportamento das EP e o funcionamento dos interlocks. Constataram que a consideração das EP trabalhando juntas como uma única peça é plausível, e somente possível, através da mobilização do conjunto como um todo pelos interlocks.

SCHMITT (1998) estudou o comportamento à flexão oblíqua de paredes de estacas-prancha, sugerindo fatores de redução no momento de inércia e no módulo de

resistência da seção. Segundo KORT (2006), os perfis *U* são instalados um a um ou em pares (sendo os interlocks do tipo *frisados* ou *soldados*) e com menor frequência, usam-se instalações com três perfis. A falta de capacidade de transmissão de esforço cortante nos interlocks pode causar uma diminuição significativa na resistência estrutural do conjunto. Em um caso extremo, se essa capacidade de transmissão devido ao atrito entre os interlocks for ausente, os perfis *U* instalados individualmente, em pares ou em trios se comportam da seguinte maneira:

- Perfis *U* isolados fletem sobre o eixo principal de inércia de uma estaca-prancha com um valor de 30% do momento de inércia e 50% do módulo de resistência da parede de estacas-prancha contínua;
- Perfis *U* duplos possuem um eixo principal de inércia inclinado, causando uma flexão oblíqua. O momento de inércia é 50% e o módulo de resistência da seção é 60%, ambos em relação à parede de estacas-prancha contínua;
- Perfis *U* triplos fletem sobre o eixo principal causando em casos extremos uma redução de 90% para o momento de inércia e de cerca de 80% para o módulo de resistência da seção da parede de estacas-prancha contínua.

A Figura 2.18 ilustra os 3 tipos de instalações de perfis *U* e a parede de estacas-prancha contínua, citada nos 3 itens anteriores.

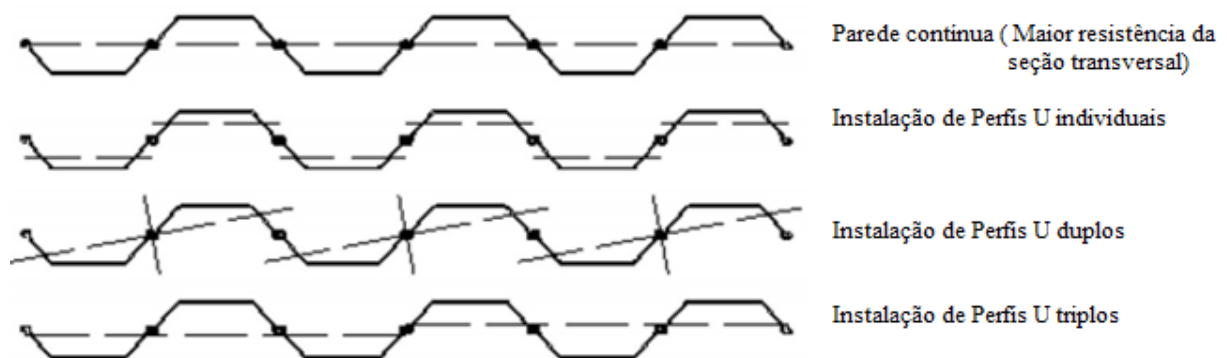


Figura 2.18. Principais eixos de inércia para diferentes tipos de instalação de perfis *U* (adaptado – KORT, 2006).

AUKEMA & JOLING (1997) propuseram um modelo tridimensional em elementos finitos para investigar o fenômeno de flexão oblíqua que aparece em paredes de EP instaladas com perfis *U* duplos e HOCKX (1998) estudou métodos para reduzir

este mesmo fenômeno. O Comportamento relativo à estanqueidade de paredes de estacas-prancha também é um assunto muito abordado na literatura. SELLMETTER *et.al.*(1993) estudou a permeabilidade hidráulica nos interlocks através da realização de investigações experimentais. Os resultados mostram significativa dependência do tempo e das características do tipo de interlock utilizado. Ao final, um estudo de caso cita um exemplo de como um fator de segurança pode ser implementado para prever situações de permeabilidade. PILING HANDBOOK (2017) apresenta considerações importantes no que diz respeito a medidas a serem tomadas para reduzir a infiltração em paredes de estacas-prancha. USAMI *et.al.*(2010) desenvolveram um tipo de EP denominada “*J pocket pile*” testada experimentalmente, apresentando uma performance impermeável.

2.2 Estabilidade estrutural e equilíbrio

As falhas que levam uma estrutura ao colapso são submetidas geralmente, a uma destas duas categorias: (i) falha do material ou (ii) instabilidade estrutural. A primeira falha pode, geralmente, ser prevista pela análise da estrutura com base em equações de equilíbrio, que são escritas para a configuração inicial da estrutura não deformada. Em contraste, as falhas devido à instabilidade estrutural requerem equações de equilíbrio a serem formuladas com base na configuração deformada da estrutura. O colapso estrutural devido à instabilidade da estrutura tem sua causa primária em efeitos geométricos: a geometria da deformada estrutural introduz não-linearidades que amplificam as tensões calculadas com base na configuração inicial não deformada da estrutura. (BAZANT & CEDOLIN, 2010).

A noção de estabilidade aparece associada ao conceito de equilíbrio, na medida em que é utilizada para classificar configurações de equilíbrio. Assim, admite-se que uma estrutura, submetida a um sistema de forças exteriores, exibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores dos deslocamentos dos seus pontos. A estabilidade dessa configuração pode ser avaliada através do comportamento da estrutura após sofrer uma “perturbação” causada por uma força externa arbitrária. A Figura 2.19 ilustra essas configurações de equilíbrio. Denomina-se equilíbrio estável (Figura 2.19(a)) ou equilíbrio instável (Figura 2.19(b)), respectivamente, caso a estrutura retorne ou não para a sua posição original após o término da perturbação (e.g., REIS & CAMOTIM, 2001). Para elementos estruturais, a classificação do equilíbrio

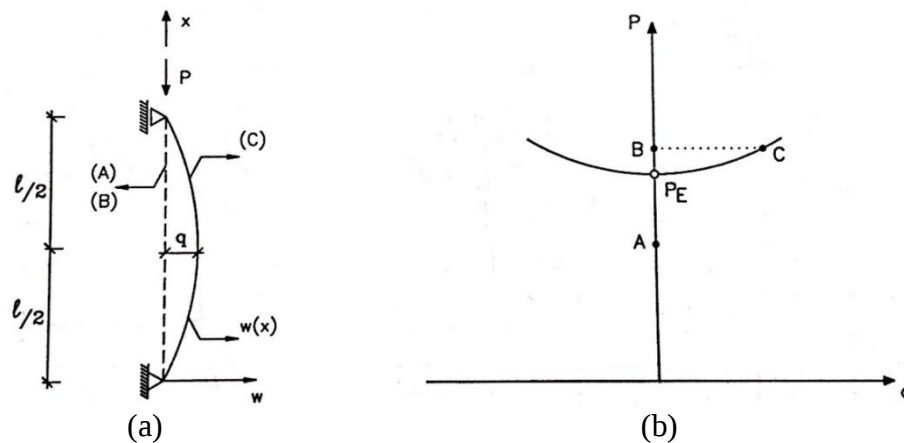
pode ser escrita em analogia às condições das esferas mostradas na Figura 2.19, sendo possível identificar e classificar a condição de equilíbrio como estável ou instável.



**Figura 2.19. Conceito de estabilidade e equilíbrio: (a) equilíbrio estável
(b) equilíbrio instável**

Historicamente, o primeiro modelo estrutural contemplando problemas de estabilidade a ser resolvido foi a “Coluna de Euler”, desenvolvida por Euler em seus trabalhos sobre a estabilidade elástica de colunas em 1744, sendo seus resultados encontrados, em sua maioria, nas obras clássicas de TIMOSHENKO & GERE (1961).

A essência da teoria da coluna de Euler (Figura 2.20) consiste em (i) uma coluna elástica, (ii) perfeitamente alinhada (sem deformações prévias), (iii) de comprimento L , (iv) com as extremidades simplesmente apoiadas e (v) submetida a uma carga axial de compressão (P). A Figura 2.20.(b) apresenta sua trajetória de equilíbrio, representada pelo deslocamento lateral (q) no meio do vão vs. carga aplicada (P).



**Figura 2.20. Coluna de Euler: (a) geometria e carga e (b) trajetória de equilíbrio
(REIS & CAMOTIM, 2001).**

Na Figura 2.20(b), as regiões em que $q = 0$ e $q \neq 0$ são denominadas como "trajetória fundamental" e "trajetória de pós-flambagem", respectivamente. A interseção destes dois caminhos é designada como “carga crítica de Euler” (P_E), ou carga de

flambagem, e pode ser avaliada pela Equação 2.5, onde EI representa a rigidez a flexão da seção transversal da coluna. A carga crítica provoca uma “bifurcação na configuração de equilíbrio” - a coluna pode permanecer em linha reta ou pode apresentar um deslocamento. A forma defletida é dada pela Equação 2.6

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.5)$$

$$w(x) = q \cdot \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (2.6)$$

Ainda considerando a trajetória de equilíbrio indicada na Figura 2.20(b), os pontos A, B e C representam três configurações diferentes da coluna (B e C correspondem a mesma carga). Depois de uma ligeira perturbação, devido à aplicação de uma pequena carga δF , no ponto A ($P < P_E$ e $q = 0$, Figura 2.21(a)) a coluna regride à sua posição original, apresentando um equilíbrio estável. No ponto B ($P > P_E$ e $q = 0$, Figura 2.21(b)), a coluna "afasta-se" de sua posição original, apresentando um equilíbrio instável. Assim, neste último caso, a perturbação “conduz” a coluna para a configuração de equilíbrio C. Se, posteriormente, aplica-se uma ligeira perturbação na estrutura, em C ($P > P_E$ e $q \neq 0$, Figura 2.21(c)), verifica-se que o equilíbrio é estável.

De fato, a carga crítica marca a transição de equilíbrio estável para instável. Para colunas reais, a carga crítica de Euler representa a menor carga, a qual, a partir dela, as deflexões se tornam maiores, fazendo assim, com que ocorra uma mudança no estado de equilíbrio da coluna idealizada. (BAZANT & CEDOLIN, 2010).

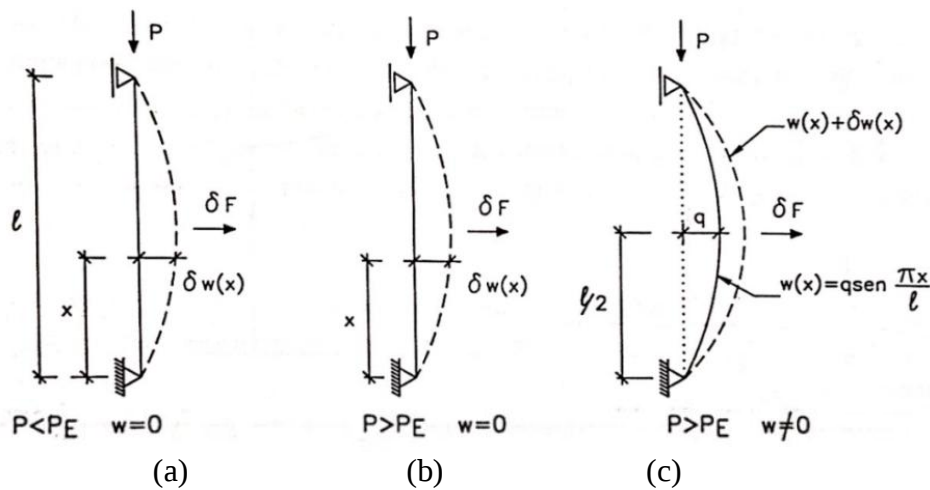


Figura 2.21. Configurações de equilíbrio da coluna de Euler: (a) equilíbrio estável, (b) equilíbrio instável e (c) equilíbrio estável (REIS & CAMOTIM, 2001).

Inúmeros exemplos relacionando a classificação do estado de equilíbrio à estruturas reais com poucos graus de liberdade são encontrados na literatura, resolvidos analiticamente utilizando critérios de energia. No entanto, a maioria dos sistemas estruturais apresentam, em geral, um grande número de graus de liberdade, o que faz com que o problema da estabilidade exija um método para uma solução numérica baseada na discretização do contínuo, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos, o de Rayleigh-Ritz, o de Galerkin, o das Diferenças Finitas e o Método de Engesser-Newmark (REIS & CAMOTIM, 2001).

2.2.1 Flambagem

A resistência à compressão de elementos esbeltos (elementos onde a área da seção transversal é relativamente pequena em relação ao seu comprimento) é menor do que a resistência à compressão de elementos compactos (TRAHAIR *et al.* 2008), conforme pode-se observar na Figura 2.22.

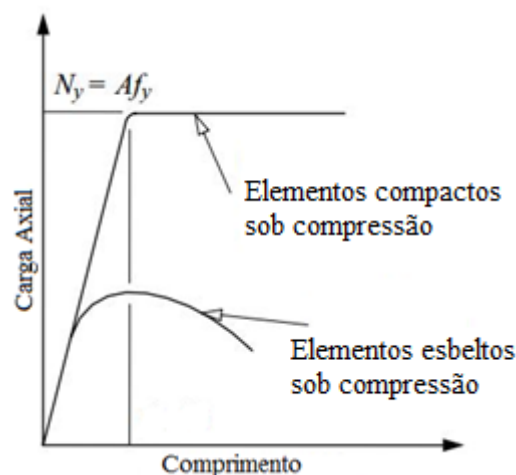


Figura 2.22. Resistência à compressão de elementos estruturais - (adaptado - TRAHAIIR *et al.* 2008).

Este decréscimo em resistência se deve ao fato de que elementos estruturais sob ação de cargas axiais de compressão, inicialmente deformam-se em um modo (e.g., deformação axial), porém, quando sujeitos ao acréscimo de carga, no carregamento referido como crítico, a deformação muda para um modo diferente (e.g., deformação lateral no meio do vão), perdendo sua forma original e gerando tensões maiores de compressão no elemento estrutural, sendo esta deformação acentuada pela esbeltez do

elemento estrutural. Definimos então flambagem, como a perda da forma original de um elemento estrutural como resultado de deformações elásticas ou inelásticas (ZIEMIAN, 2010). Estas mudanças na configuração do elemento estrutural podem ser classificadas como *flambagem local*, *distorcional* ou *global* (*flexão* ou *flexão-torçional*) (SCHAFER, 2002). Dependendo das características das seções dos elementos estruturais, a carga crítica de flambagem pode estar associada a qualquer um destes modos.

A *flambagem local* se caracteriza pela flambagem isolada de placas que compõem a seção (SCHAFER, 2002), cujo arestas (linhas de interseção entre placas adjacentes) não apresentam deslocamento. O estudo da *flambagem distorcional* é relativamente recente (SCHAFER & HANCOCK, 2000), sendo este modo de flambagem caracterizado pela rotação na junção da mesa-alma envolvendo o deslocamento das arestas das seções (SCHAFER, 2002). A *flambagem distorcional* geralmente é associada à presença de enrijecedores, cujo uso aumenta a resistência da seção estrutural, porém, deixa a seção susceptível a este modo de flambagem (SCHAFER, 2000). Já na *flambagem global*, as seções se caracterizam por apresentar deslocamentos de corpo rígido, translações e rotações no plano da seção sem gerar alterações na sua forma, sendo característica de elementos estruturais longos.

Para melhor entender como funcionam os modos de flambagem citados acima, a Figura 2.23 ilustra alguns dos principais modos de flambagem no plano da seção para uma coluna U_e arbitrária.

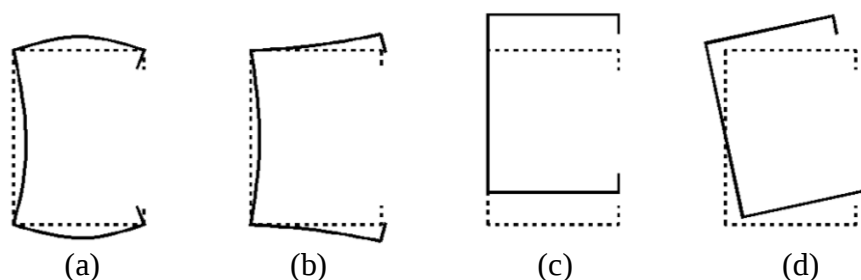


Figura 2.23. Modos de flambagem para perfil U_e : (a) local, (b) distorcional, (c) global – flexão (eixo principal) e (d) global – flexo-torção

Por se tratar de seções de paredes finas, as estacas-prancha são muito deformáveis e susceptíveis à flambagem. Por conseguinte, a fim de avaliar a eficiência estrutural desses elementos, é essencial investigar seu comportamento perante este fenômeno.

A caracterização da flambagem local e sua contribuição para a redução da resistência dos perfis formados a frio, vêm dominando as pesquisas desde a década de 40 SCHAFER (2000). Segundo HANCOCK *et al.* (1994), para algumas seções transversais, o modo distorcional ocorre em comprimentos de onda maiores do que o modo de falha local e o modo global ocorre para elevados comprimentos de onda, ou seja, em geral, o modo local é o modo que prevalece perante os outros modos de flambagem (SCHAFER, 2000), sendo neste caso, o modo crítico para o dimensionamento do elemento estrutural.

Existe uma quantidade considerável de trabalhos de investigação, tanto analítica quanto experimental, a respeito do comportamento à flambagem local de elementos compostos por paredes finas. Segundo SCHAFER & HANCOCK (2000), as pesquisas relacionadas aos PFF começaram com testes na Universidade de Cornell (WINTER, 1940, 1943, 1949). CHILVER (1951,1953) e HARVEY (1953) já contabilizavam a interação entre elementos na determinação das tensões devida à flambagem local. Além disso, para perfis U_e , CHILVER (1951,1953) afirmou que o enrijecedor deve ser suficientemente rígido para garantir a flambagem local (e evitar assim, a flambagem distorcional), mas não mencionou nenhum critério para conseguir isto. VAN DER NEUT (1969) analisou a interação entre flambagem local e a falha de colunas de parede fina sujeitas a cargas de compressão. Demonstrou no seu trabalho, que elementos estruturais de paredes finas, como os utilizados na indústria aeronáutica, são sujeitos ao fenômeno de flambagem local e, que este fenômeno, é sensível às imperfeições dos elementos estruturais, onde, segundo ele, podem ter importância na análise: (i) as irregularidades nas superfícies nos elementos constituintes da seção e (ii) a não-linearidade apresentada pelos eixos da coluna.

Segundo SCHAFER & HANCOCK (2000), em todo o mundo, na década de 1970, a pesquisa sobre estabilidade de colunas se concentrou na interação entre os modos de flambagem local e global (SHARP (1966), DEWOLF *et. al* (1974), SVENSSON & CROLL (1975), RHODES & HARVEY (1977), PEKOS (1977), LOUGHLAN (1979)). Na Suécia, THOMASSON (1978) realizou experimentos em perfis U_e com o objetivo de elevar as tensões devido à flambagem local, utilizando para isto, enrijecedores na alma dos perfis em análise. Este fato eliminou o problema da flambagem local, porém criou o que THOMASSON (1978) chamou de problema “*local-torsional*”, isto é, modo distorcional de flambagem. Este é um problema

recorrente no fenômeno de flambagem – otimizando a seção para remover o modo de flambagem local, cria-se um problema distorcional.

DAT (1980) e WENG (1987) analisaram a resistência de colunas formadas a frio, identificando a importância de se levar em conta os efeitos das tensões residuais no processo de formação do perfil e as imperfeições geométricas encontradas nas colunas em análise. MULLIGAN (1983) estudou a interação entre os elementos de placa constituintes da seção transversal e a influência da flambagem local no comportamento dos outros modos de flambagem de colunas formadas à frio, utilizando para isto, uma investigação experimental comparada com modelos numéricos, elaborados através do método das faixas finitas e alguns métodos propostos, como a aproximação por uma seção e largura efetivas. Nota-se neste trabalho, que MULLIGAN (1983) encontrou o modo distorcional nos testes executados, e seguindo a terminologia de THOMASSON (1978), chamou-o de modo “*local-torsional*”. Pesquisas como RHODES & LOUGHLAN (1980), BRADFORD & HANCOCK (1984), BATISTA *et al.* (1987), ZARAS & RHODES (1987), continuaram a elaborar fortes evidências da interação entre os modos de flambagem local e global.

Na década de 1990, a Teoria Generalizada de Vigas - *Generalized Beam Theory* – *GBT*, criada por SCHARDT (1989) e DAVIES *et al.* (1994), tornou-se uma ferramenta muito útil para estudar os fenômenos de flambagem em colunas. Algumas aplicações podem ser observadas em SCHARDT (1994) e DAVIES & JIANG (1996). SCHAFER & PEKOZ(1997) utilizou modelos computacionais baseados no método das faixas finitas e no método dos elementos finitos para estudar o comportamento na pós-flambagem e a resistência última dos perfis formados à frio. O autor quantificou a influência da tensão residual, imperfeição geométrica e da curva tensão-deformação do material na qualidade dos resultados obtidos. Com o objetivo de providenciar informações adicionais às existentes sobre a consideração de imperfeições geométricas e tensões residuais na modelagem computacional de PFF, SCHAFER & PEKOZ(1998), utilizando conceitos estatísticos, elaboraram um conjunto preliminar de diretrizes para consideração de imperfeições e tensões residuais na modelagem computacional. Ainda sobre estas considerações em modelos elaborados em elementos finitos, destacam-se os trabalhos de DUBINA & UNGUREANU (2002) e GARIFULLIN & NACKENHORST (2015).

O programa GBTul (BEBIANO *et al.*, 2010ab), elaborado com base na Teoria Generalizada de Vigas - GBT, mostra-se uma ferramenta muito eficaz para realizar a análise de flambagem. Este programa exige como dados de entrada – as características mecânicas e dimensões de seção transversal do perfil e fornece, entre outros resultados, (i) os modos de flambagem, (ii) curva de assinatura e (iii) a participação de cada um dos modos de deformação (local, global e distorcional) no modo de flambagem apresentado pela estrutura em análise. A análise da seção transversal utilizando o GBTul produz um conjunto de modos de deformação N_d , conforme Equação 2.7, que representam os possíveis padrões de deformação da seção transversal a serem contabilizados (BEBIANO *et al.*, 2010a). A quantidade de modos de deformação depende do número de paredes (n) e o número de nós intermediários (m). A Figura 2.24(a) exemplifica os nós naturais e intermediários como marcas azuis e vermelhas, respectivamente.

$$N_d = n + 1 + m \quad (2.7)$$

Ainda na Figura 2.24(b), mostram-se os 19 modos de deformação para a seção analisada: (i) os primeiros 4 são os modos globais de corpo rígido - extensão axial (modo 1), flexão para a maior e menor inércia (modos 2 e 3) e de torção (modo 4), (ii) modos 5, 6, 7, 8, 9 e 10 são distorcionais e (iii) os restantes são modos locais de placa, (o seu número é igual ao número de nós intermediários considerados, m). Dependendo da geometria (dimensões da seção transversal e comprimento) e as condições de apoio, qualquer combinação desses modos de deformação resultam em um modo de flambagem, que pode ser o crítico para a estrutura em análise.

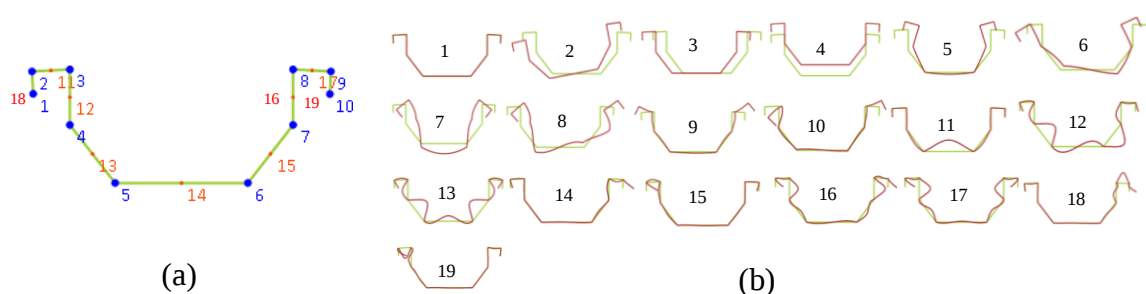


Figura 2.24. Análise da seção transversal realizada no GBTul (a) configuração da geometria e discretização nodal e (b) modos de deformações no plano da seção.

Outro resultado da análise de flambagem realizada com GBTul é a curva de assinatura, que relaciona o comprimento da coluna com sua carga crítica. Para colunas simplesmente apoiadas, o ponto de mínimo representado na curva de assinatura corresponde às cargas críticas que levam a instabilidade local ou distorcional. A Figura 2.25 ilustra esta curva para uma seção U_e e indica a forma de flambagem para cada carga crítica.

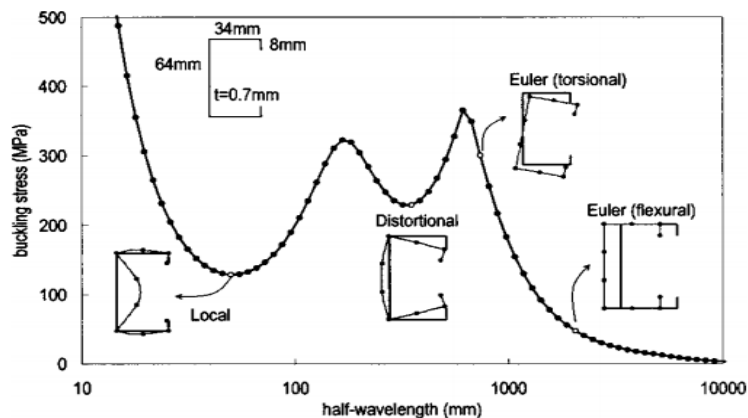


Figura 2.25. Exemplo de curva de assinatura para perfil U_e simplesmente apoiado (SCHAFFER, 2002)

Para colunas com extremidade fixa, a curva de assinatura não apresenta valores de mínimos bem definidos (Figura 2.26(b)) como as colunas simplesmente apoiadas (Figura 2.26 (a)), sendo importante então, analisar a participação modal na avaliação do modo de flambagem, já que a configuração da deformada é resultado da combinação entre vários modos de deformação – e.g., a Figura 2.27 exemplifica a decomposição modal via GBTul da configuração da flambagem local de uma coluna analisada.

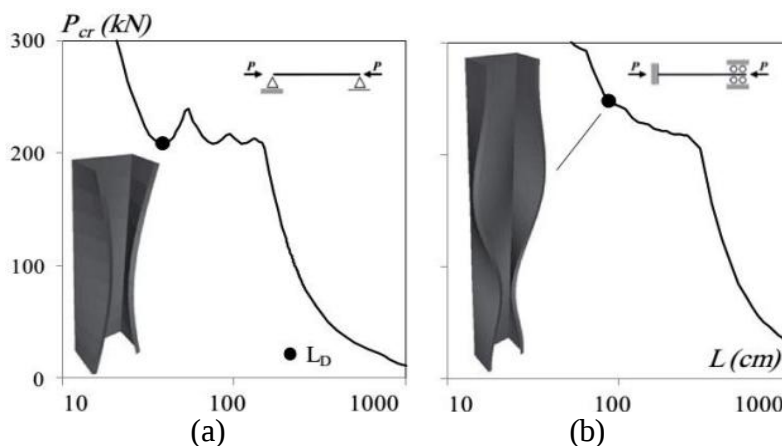


Figura 2.26. Curva de assinatura para coluna (a) simplesmente apoiada e (b) com extremidade engastada, apresentando modo de flambagem distorcional (LANDESMANN & CAMOTIM, 2013).

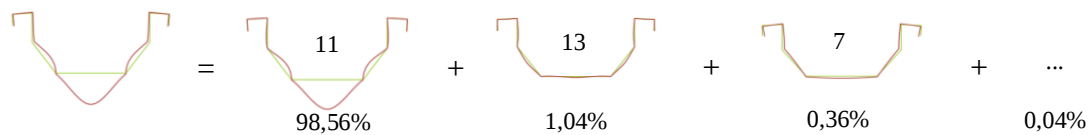


Figura 2.27. Decomposição modal via GBTul do modo local de uma coluna analisada

Conforme mencionado no item 2.2, as equações de equilíbrio que regem os fenômenos de instabilidade em sistemas estruturais exigem o uso de métodos de discretização do contínuo. Para resolver este tipo de problema, recorrem-se a métodos aproximados, os quais essencialmente “discretizam” os sistemas contínuos, isto é, substituem-nos por sistemas discretos “aproximadamente equivalentes”. A resolução do problema de estabilidade no “sistema discretizado” fornece uma solução aproximada para o sistema contínuo original, sendo a “qualidade” da solução aproximada dependente do grau de aproximação gerado pela discretização do modelo estrutural (REIS & CAMOTIM, 2001).

O programa ANSYS (SAS, 2009), baseado no método dos elementos finitos, é uma excelente ferramenta para análise de flambagem e alguns trabalhos anteriores já comprovaram sua precisão para a previsão da carga crítica (e.g., SILVESTRE & CAMOTIM, 2006 e BASAGLIA *et al.* 2011). No entanto, não é possível obter a participação modal através do método dos elementos finitos.

Como na maioria dos casos, a carga crítica de uma coluna submetida à compressão, obtida a partir da análise linear de flambagem da estrutura sem imperfeições, não coincide com a carga de colapso da coluna real imperfeita, faz-se necessário avaliar o comportamento de pós-flambagem, com a consideração de imperfeições geométricas.

2.2.2 Pós-Flambagem e Resistência Última

A resistência última é influenciada por diversos fatores. Além da esbeltez, a resistência ao colapso também depende das imperfeições geométricas iniciais, das tensões residuais e dos efeitos da plasticidade (não-linearidades) do material. Quando se considera colunas submetidas a um carregamento de compressão axial, inicialmente pode ocorrer um encurtamento devido à aplicação da carga e, em seguida, ao alcançar a

carga crítica, a coluna pode aumentar ou reduzir a sua rigidez. A Figura 2.28 apresenta as trajetórias de equilíbrio elástico, onde as linhas sólidas ilustram o comportamento dos membros perfeitos e as linhas tracejadas indicam o comportamento teórico para o mesmo membro quando apresentam um determinado grau de imperfeição (δ_0). Se a carga suportada pela estrutura após a flambagem cresce com o aumento da deformação, conforme mostrado na Figura 2.28(a), a estrutura tem uma trajetória de pós-flambagem estável. Entretanto, se a carga diminui sem atingir a carga crítica, como indicado na Figura 2.28(b), a coluna tem uma trajetória de pós-flambagem instável.

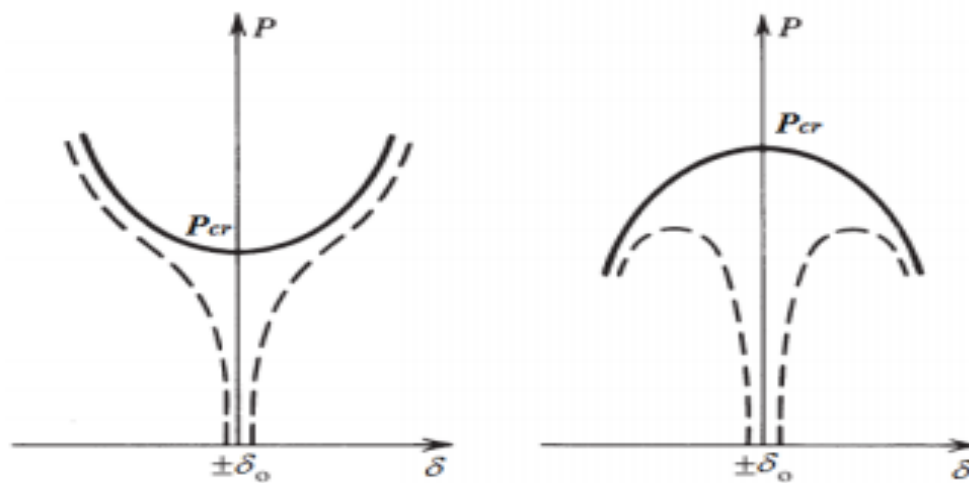


Figura 2.28. Trajetórias de equilíbrio elástico de pós-flambagem para membros inicialmente perfeitos (linhas sólidas) e imperfeitos (linhas tracejadas): (a) estável e (b) instável (ZIEMIAN, 2010).

Para elementos estruturais submetidos à compressão, existem três tipos de comportamento de pós-flambagem, como pode ser observado na Figura 2.29. Estes três casos podem ser demonstrados pelo comportamento de (1) uma coluna esbelta, (2) uma placa (parede plana) e (3) uma casca cilíndrica (parede curva). Para cada caso, os elementos idealizados perfeitos são ilustrados pelas linhas sólidas representadas na Figura 2.29. As linhas tracejadas indicam o comportamento para os mesmos elementos quando considerado algum grau de imperfeição, representando desta forma, o comportamento esperado para estruturas reais.

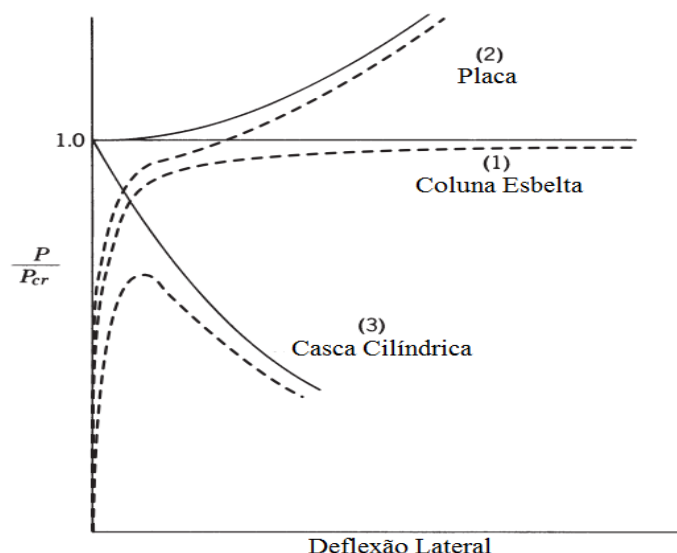


Figura 2.29. Curvas de pós-flambagem elástica para elementos comprimidos (adaptado – ZIEMIAN, 2010).

No comportamento elástico representado pela coluna esbelta, a carga crítica (ou carga de bifurcação) calculada teoricamente para o elemento estrutural perfeito e a máxima carga suportada pelo elemento imperfeito estão em uma razoável concordância, logo, a carga crítica é satisfatória para o cálculo da resistência da coluna. Para o caso de placas, uma resistência adicional devida à pós-flambagem pode ser conseguida com pequenas deflexões laterais aceitáveis e o uso de uma resistência maior em relação à calculada considerando a carga crítica teórica, pode ser justificada no dimensionamento do elemento estrutural. Já para o comportamento representado por cascas cilíndricas, percebe-se uma dependência das imperfeições consideradas, reduzindo drasticamente as cargas suportadas pelo elemento estrutural quando comparadas com a carga crítica.

O comportamento inelástico (também denominado de elasto-plástico) do material pode alterar as relações descritas na Figura 2.29. Existem muitas maneiras do material atingir o escoamento. Por exemplo, a carga crítica de flambagem pode ocorrer quando a seção está em regime elástico (como indicado na Figura 2.29) e posteriormente, as tensões adicionais produzidas na fase de pós-flambagem, quando combinadas com as tensões produzidas na fase de flambagem, podem gerar o escoamento do material, excedendo assim, o regime elástico. Por outro lado, a carga crítica de flambagem pode ocorrer em regime elasto-plástico, devido à presença de tensões residuais ou não-linearidades do material. Na maior parte das estruturas, o colapso ocorre devido a uma interação entre fenômenos de instabilidade (não

linearidade geométrica⁽³⁾) e plasticidade (não linearidade física⁽⁴⁾), em outras palavras, o colapso se dá por instabilidade em regime elasto-plástico (REIS & CAMOTIM, 2001).

Observa-se que a carga última foi alcançada quando o elemento estrutural submetido à compressão perde a capacidade de suportar acréscimo de carga e a deformação continua aumentando. A Figura 2.30 ilustra a carga aplicada ($P/P_{cr,D}$) contra o deslocamento $|\delta|/t$, ambos normalizados, como um exemplo de trajetória de equilíbrio elasto-plástica para colunas engastadas (F) e engastadas-apoiadas ($P-F$). Nota-se a carga última (denominada como P_u) representada pelo pico da trajetória de equilíbrio (destacada através da representação de círculos). Observa-se que após a ocorrência desta, o elemento estrutural não é capaz de suportar acréscimo de carga e as deflexões continuam aumentando enquanto ocorre um decréscimo de carga.

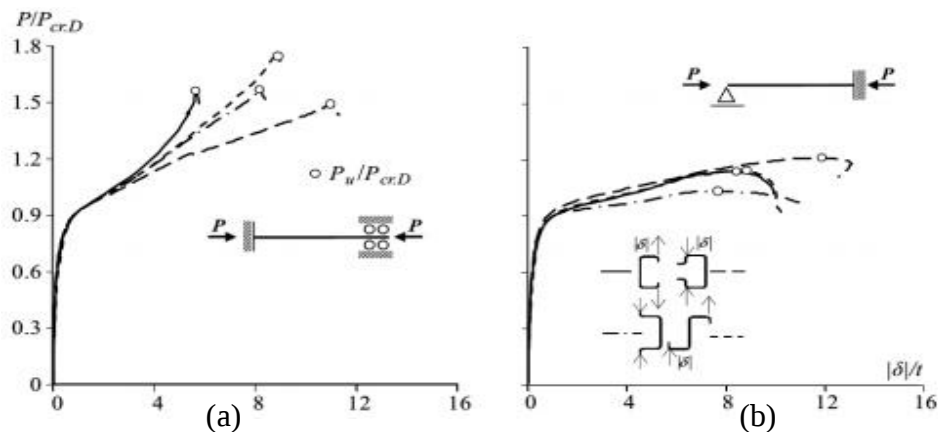


Figura 2.30. Trajetória de equilíbrio elasto-plástico distorcional ($P/P_{cr,D}$ vs. $|\delta|/t$) relativo à colunas (a) engastada e (b) engastada-apoiada (LANDESMANN & CAMOTIM, 2013).

Problemas de instabilidade envolvendo flambagem em regime elasto-plástico, pós-flambagem e resistência última são melhores examinados usando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos (ZIEMIAN, 2010) e fica claro, mediante o exposto anteriormente, que para se determinar a carga que leva o elemento estrutural ao colapso é necessário levar em consideração as imperfeições iniciais, o comportamento não-linear da curva carga-deflexão do elemento estrutural e as não-linearidades geométricas e físicas.

Segundo REIS & CAMOTIM (2001), defini-se:

⁽³⁾ Linearidade geométrica – Equações de equilíbrio escritas na configuração indeformada da estrutura e relações cinemáticas lineares, isto é, “hipótese dos pequenos deslocamentos” válida;

⁽⁴⁾ Linearidade física – Relações constitutivas lineares, ou seja, materiais elásticos lineares.

2.3 Dimensionamento

A presente seção aborda a prescrição existente sobre o dimensionamento de estacas-prancha e os métodos que permitem a previsão da resistência última em PFF: (i) Método da Largura Efetiva (MLE), (ii) Método da Seção Efetiva (MSE) e o (iii) Método da Resistência Direta (MRD). Estes três métodos constam atualmente na norma brasileira direcionada ao dimensionamento de PFF, ABNT NBR 14762:2010.

2.3.1 Prescrições Existentes

A utilização de estacas-prancha em PFF é regida pela norma europeia *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 5: Piling* (EN 1993-5:2007), sendo a mais atual no ano de 2007, baseada nos princípios dos Estados Limite Último e de Serviço. Além dessa norma, no Brasil, o dimensionamento deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 14762:2010, na qual consta, no Anexo C, o Método da Resistência Direta (MRD).

2.3.2 Método da Largura Efetiva (MLE)

Tradicionalmente usado até o final do século XX para a verificação da segurança de perfis formados a frio (PFF), o MLE considera que apenas uma parcela da seção transversal do elemento contribui para a resistência do mesmo. Originalmente, foi proposto por Von Karman e adotado para PFF por Winter na Universidade de Cornell (HANCOCK *et al.* 2001). No entanto, o MLE (i) ignora a interação entre elementos de placa, (ii) foi proposto para perfis com falha no modo local ou global, sendo assim, pode não ser uma boa escolha para avaliação de perfis com falha no modo distorcional, (iii) faz com que sejam necessárias várias iterações para a determinação da carga básica de um membro e (iv) à medida em que a seção transversal torna-se mais complexa, dificulta-se a determinação da seção efetiva. (SCHAFER, 2008).

2.3.3 Método da Seção Efetiva (MSE)

O Método da Seção Efetiva (MSE), é uma extensão do Método da Área Efetiva (MAE), originalmente proposto para colunas compostas de perfis formados a frio (BATISTA, 1988). De fato, as vantagens do MSE são a mesmas encontradas no Método da Resistência Direta: (i) para flambagem local da placa considera-se o comportamento da seção transversal completa, ao contrário do MLE que considera elementos isolados; (ii) apresenta curvas de resistência estrutural para as colunas, incluindo interações entre flambagem local e global e (iii) as regras para dimensionamento foram formuladas como no MRD (apresentado na seção seguinte – 2.3.4). A extensão dos princípios do MSE, para vigas com perfis formados a frio, permitiu a proposição de regras e equações a serem aplicadas para o projeto de aço de PFF, resultando no MSE, que substitui o MLE na ABNT NBR 14762:2010 (BATISTA, 2010). O MSE, presente na norma brasileira (ABNT NBR 14762:2010), considera uma avaliação da área efetiva ao invés de tomar cada um dos elementos da seção transversal separadamente, sendo assim, mais simples que o MLE.

2.3.4 Método da Resistência Direta (MRD)

Baseado em dados experimentais, o MRD foi desenvolvido por SCHAFER & PEKÖZ (1998) objetivando evitar as dificuldades existentes no MLE, caracterizado como trabalhoso. Pode-se dizer que teve início através de pesquisas realizadas na Universidade de Sidney, particularmente HANCOCK *et al.* (1994) demonstrou que para uma larga variedade de seções transversais, a resistência à compressão causada por uma falha distorcional se correlacionava bem com a esbeltez no modo de flambagem elástico distorcional. O desenvolvimento do Método da Resistência Direta se deu mediante análise de um conjunto mais amplo de seções transversais de perfis formados à frio e investigações experimentais incluindo falhas nos modos de flambagem local, distorcional e global. Uma extensiva amostra de dados foram compiladas com o objetivo de calibrar o MRD, dentre os quais, destacam-se as contribuições de SCHAFER (2002, 2003, 2005, 2006), MOEN & SCHAFER (2009a,b, 2011), LANDESMANN & CAMOTIM (2011,2013), CAMOTIM *et. al* (2006, 2010 e 2012). A principal vantagem do método consiste em evitar o cálculo da largura efetiva e

consequentemente as propriedades efetivas resultantes desta, tendo em vista que a medida que as seções transversais convencionais (Figura 2.31 (a)) tornam-se otimizadas (Figura 2.31 (b)), o cálculo torna-se mais complexo.

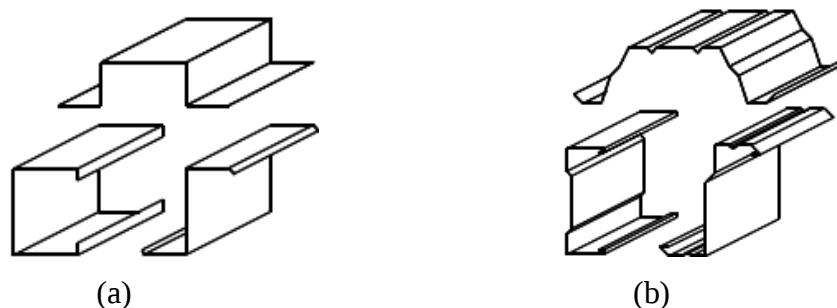


Figura 2.31. Seções transversais em perfil formado à frio (a) convencionais e (b) otimizadas (adaptado - SCHAFER, 2005).

O Método de Resistência Direta é baseado no pressuposto de que a resistência última é função da flambagem elástica e do escoamento do material. Utiliza a seção transversal como um todo, assegurando a compatibilidade nas junções dos elementos constituintes da seção e incorpora a flambagem global, local e distorcional no processo de dimensionamento (SCHAFER, 2002). Atualmente o MRD encontra-se implementado nas normas norte-americana (AISI, 2016), australiana/neozelandesa (AS/NZS, 2005) e brasileira NBR14762:2010 (Anexo C). Seu uso requer: (i) um cálculo preciso da carga crítica de flambagem elástica do elemento estrutural, que pode ser obtido através de métodos numéricos, com o auxílio de programas como o CUFSM (LI & SCHAFER, 2010), GBTul (BEBIANO *et al.* 2010ab) ou ANSYS (SAS, 2009) e (ii) aplicando-se esta informação com as características estruturais do aço à uma série de curvas de resistência, que foram calibradas experimentalmente, dimensiona-se o elemento estrutural. A Figura 2.32 ilustra curvas de resistência propostas pelo MRD para o dimensionamento de elementos submetidos à flexão e a flambagem local (linha cheia) e distorcional (linha tracejada), comparando-as com resultados obtidos experimentalmente.

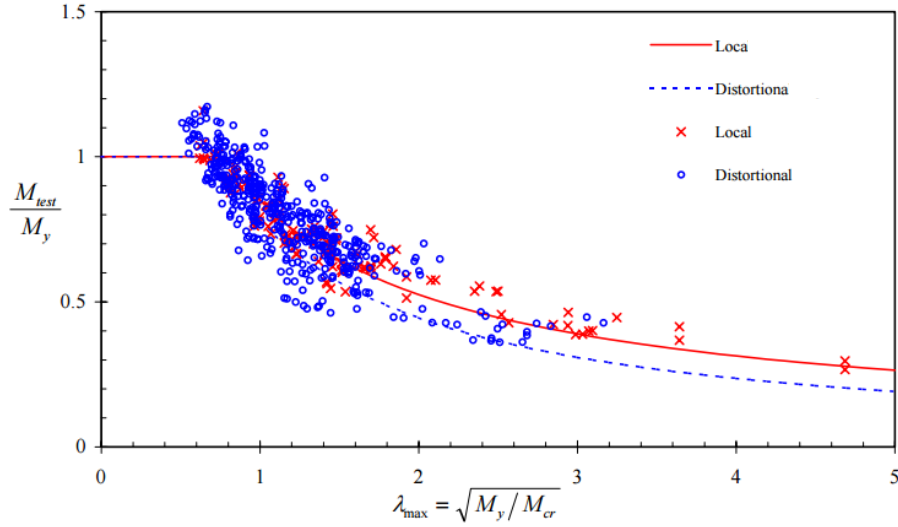


Figura 2.32. Comparação das curvas propostas pelo MRD com resultados obtidos experimentalmente para vigas (SCHAFFER, 2006).

De acordo com o MRD, apresentado na NBR14762:2010 (Anexo C), o dimensionamento de PFF (i) sob flexão e (ii) modo de flambagem local é feito utilizando as Equações 2.7 à 2.13.

$$M_{nl} = \begin{cases} M_{ne} & \text{para } \lambda_l \leq 0,776 \\ \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{M_{ne}}{\lambda_l^{0,8}} & \text{para } \lambda_l > 0,776 \end{cases} \quad (2.7)$$

$$\text{para } \lambda_l > 0,776 \quad (2.8)$$

onde

$$\lambda_l = \left(\frac{M_{ne}}{M_l}\right)^{0,5} \quad (2.9)$$

e,

$$M_{ne} = \begin{cases} W f_y & \text{para } \lambda_0 \leq 0,6 \\ 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)W f_y & \text{para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \\ \frac{W f_y}{\lambda_0^2} & \text{para } \lambda_0 \geq 1,336 \end{cases} \quad (2.10)$$

$$\text{para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \quad (2.11)$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,336 \quad (2.12)$$

onde

$$\lambda_0 = \left(\frac{W f_y}{M_e}\right)^{0,5} \quad (2.13)$$

A Figura 2.33 ilustra a aplicação do Método da Resistência Direta para elementos estruturais sujeitos a flexão e à flambagem local. Observa-se que os pontos situados acima da curva proposta pelo MRD (*DSM-Local buckling*) demonstram a segurança da estimativa de resistência última obtida pelo método.

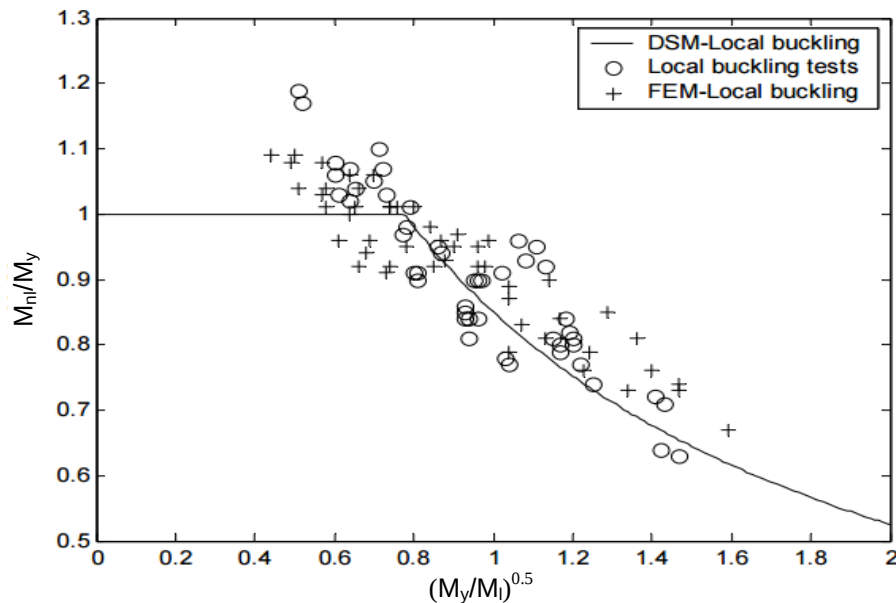


Figura 2.33. Comparação entre resultados obtidos por investigações experimentais e análises elaboradas em elementos finitos, da aplicação do Método da Resistência Direta para elementos submetidos à flexão e flambagem local (adaptado – SCHAFER, 2006).

Segundo SCHAFER (2005), apesar da eficiência comprovada do MRD, o método apresenta algumas limitações, como por exemplo: (i) o limitado número/geometria das seções pré-qualificadas e (ii) a sua utilização torna-se muito conservadora se aplicado à elementos estruturais muito esbeltos. Uma possível aplicação deste método para dimensionamento de estacas-prancha será avaliada no Capítulo 5.

3 Seleção dos Perfis

Os perfis de estacas-prancha, os carregamentos utilizados e os resultados das análises de flambagem são tratados neste capítulo. No item 3.1, apresentam-se as dimensões das seções transversais das estacas. Os carregamentos adotados para as análises elaboradas neste trabalho são mencionados no item 3.2. Por fim, no item 3.3, são apresentados os resultados das análises de flambagem utilizando o código GBtul (BEBIANO *et al.* 2010ab).

3.1 Seleção dos perfis de estacas-prancha

As seções transversais, dimensões e comprimentos adotados para as análises foram sugeridos pela indústria, como possíveis soluções para o mercado de estacas-prancha, sendo suas propriedades geométricas relacionadas na Tabela 3.1, onde (i) t é a espessura da chapa, (ii) A é a área da seção transversal do perfil, (iii) x_g é a distância do centróide na direção x e (iv) y_g é a distância do centróide na direção y . Tendo em vista que se encontram produtos comercializados com diversas espessuras (ARCELORMITTAL, 2017), as análises levaram em consideração diferentes valores, objetivando analisar sua influência nos resultados.

Tabela 3.1. Propriedades geométricas das seções transversais selecionadas para análise

SEÇÃO	t (mm)	A (cm ²)	x_g (cm)	y_g (cm)
1	3,00	27,13	117,50	9,26
	4,75	42,95	117,50	9,26
	6,30	57,01	117,50	9,26
2	3,00	25,17	53,30	10,36
	4,75	39,85	53,30	10,36
	6,30	52,86	53,30	10,36
3	3,00	13,00	141,84	2,61
	4,75	20,61	141,84	2,61
	6,30	27,31	141,84	2,61

As dimensões das seções estudadas são mostradas na Figura 3.1.

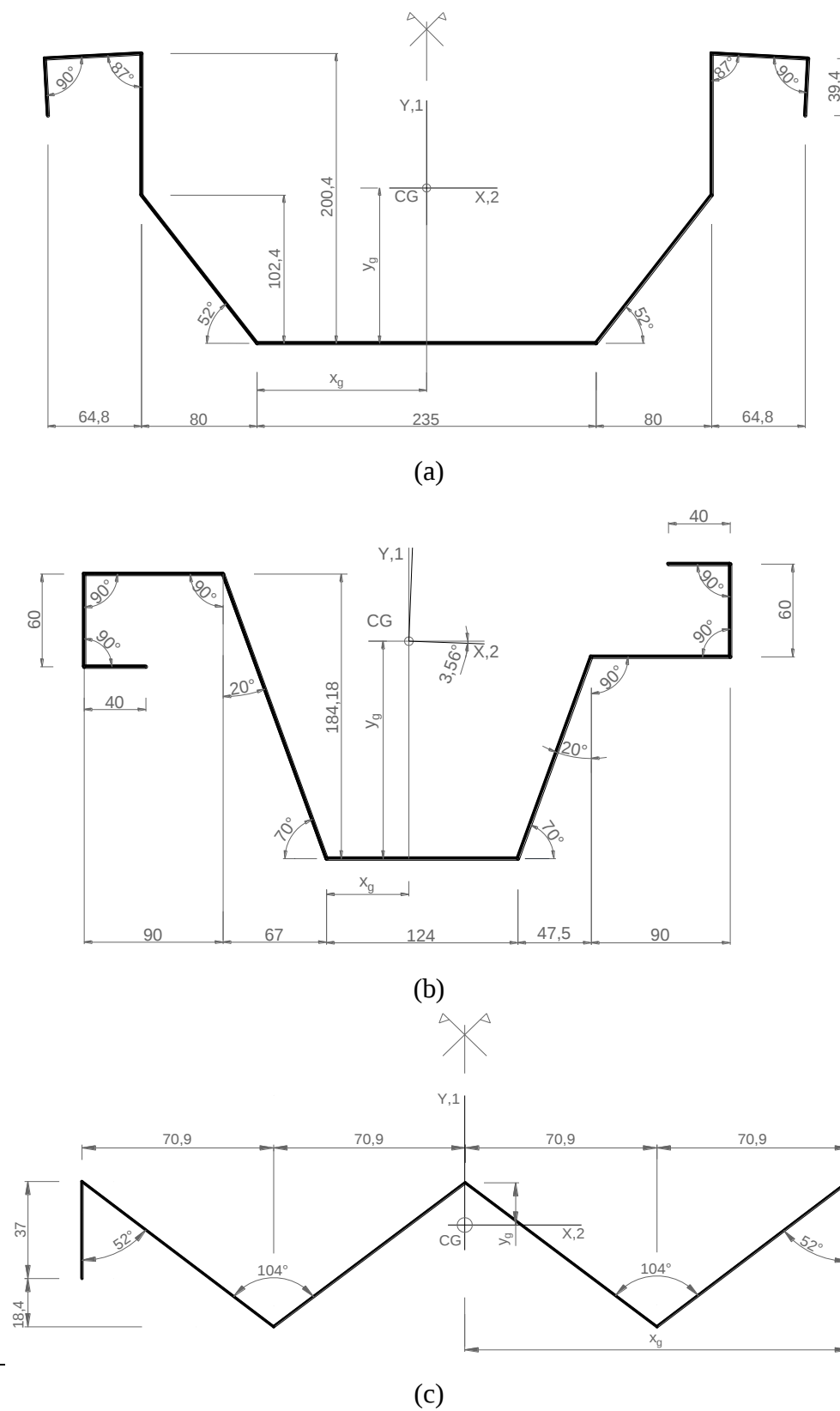


Figura 3.1. Seções transversais das estacas-prancha selecionadas. (a) Seção 1, (b) Seção 2 e (c) Seção 3. Dimensões em milímetros (mm) e ângulos em graus (°).

Analisando a Figura 3.1, observa-se que as seções 1 e 3 são simétricas em relação ao eixo Y, já a seção 2 é anti-simétrica. Os interlocks encontram-se localizados nos extremos de cada seção, sendo encaixados para dar origem à parede de estacas-prancha conforme ilustra a Figura 3.2.

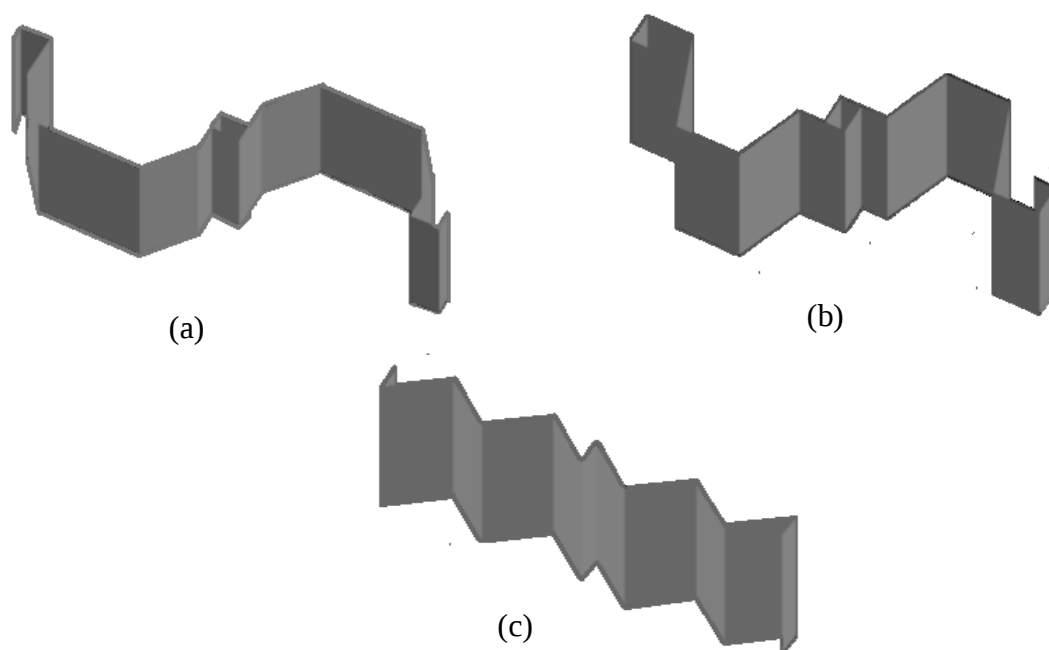


Figura 3.2. Parede de estacas-prancha - encaixe dos interlocks na (a) Seção 1, (b) Seção 2 e (c) Seção 3.

Tendo em vista a ampla utilização dos perfis de estacas-prancha para a construção de estacionamentos subterrâneos e subsolos de edifícios, as análises foram feitas levando em consideração o valor de 3,0m para o comprimento das estacas estudadas (valor aproximado do pé-direito usual de uma edificação).

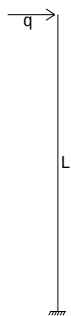
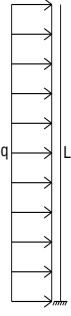
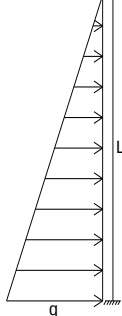
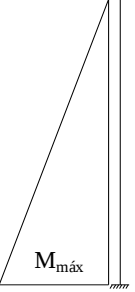
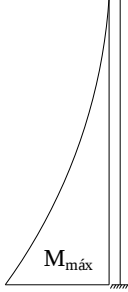
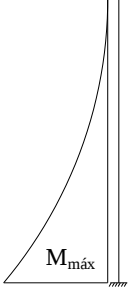
3.2 Seleção dos casos de carregamento

Com o objetivo de simular as pressões laterais atuantes nas paredes das estacas-prancha, conforme detalhado no Capítulo 2⁽⁵⁾ e analisar a influência destas nas análises de flambagem e pós-flambagem, melhor detalhadas nos capítulos 4 e 5, adotam-se três casos distintos de carregamento ilustrados na Tabela 3.2, onde observam-se que: (i) K_1

⁽⁵⁾ Este trabalho não entrará no mérito de calcular os parâmetros referentes ao solo, que justificarão os carregamentos adotados e não levará em consideração, a interação solo-estrutura nas análises feitas.

representa uma carga pontual horizontal atuante na estaca, (ii) o carregamento K_2 tem semelhança à uma pressão gerada por sobrecarga no terreno, conforme mencionado na Figura 2.17(e) e (iii) o carregamento K_3 se assemelha a distribuição de pressões laterais devido ao maciço de solo ao longo da estaca, conforme ilustra a Figura 2.17(a).

Tabela 3.2. Casos de carregamento adotados para análises das estacas.

	k_1	k_2	k_3
CASOS DE CARREGAMENTO			
	L = 300cm	L = 300cm	L = 300cm
ASPECTO DO DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR	$M_{(x)} = q \cdot z$ 	$M_{(x)} = \frac{q \cdot z^2}{2}$ 	$M_{(x)} = \frac{q \cdot z^3}{6L}$ 
	Polinômio do 1º Grau	Polinômio do 2º Grau	Polinômio do 3º Grau

Analisando a Tabela 3.2, percebe-se que as estacas-prancha são elementos estruturais de fundações sujeitos, preponderantemente, a solicitações de momentos fletores e que a escolha dos 3 casos de carregamentos reais mencionados na tabela 3.2, se deu mediante a influência do aspecto do diagrama de momento fletor. Observa-se que do caso de carregamento K_1 ao caso de carregamento K_3 , o polinômio representativo do diagrama de momento fletor cresce 1 grau respectivamente. Para facilitar a comparação

dos resultados referentes aos diferentes tipos de carregamento, adota-se valores de carga “ q ” que geram tensões normais de compressão com o valor de 1kN/cm^2 no extremo engastado da estaca, independente do tipo de carregamento analisado, conforme Equação 3.1.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{I} y = 1\text{kN/cm}^2 \quad (3.1)$$

3.3 Análise de flambagem via GBTul

A análise de flambagem é realizada primeiramente através do código GBTul, de acordo com a Teoria Generalizada de Vigas - *Generalized Beam Theory* (BEBIANO *et al.* 2010ab) e, posteriormente, via método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS (SAS, 2009), conforme ilustra o Capítulo 4.

Com o objetivo de esclarecer os resultados da análise apresentados a seguir, discute-se o significado das palavras *flambagem local*, *distorcional* e *global*. Sabe-se que no plano da seção transversal, a *flambagem local* envolve flexões de placas, sem apresentar deslocamentos transversais das arestas de interseção das placas adjacentes que formam a seção. Diferente do que ocorre na *flambagem distorcional*, que possui como característica, estes deslocamentos de arestas de interseção (HANCOCK, 2003). Já a *flambagem global*, é um modo de flambagem onde o elemento estrutural se deforma sem apresentar deformações em sua seção transversal (SCHAFER & ÁDÁNY, 2005). Pode-se dizer que as estacas-prancha apresentam modo de flambagem “*puro*” quando os modos de deformação distorcional, local ou global possuem uma contribuição dominante em relação aos demais modos. De acordo com tais definições e aproveitando a linguagem modal do código GBTul (BEBIANO *et al.* 2010ab), a Figura 3.3(a),(b),(c) apresentam, respectivamente, os modos de deformação global, distorcional e local para as seções transversais analisadas utilizando o código GBTul (BEBIANO *et al.* 2010ab).

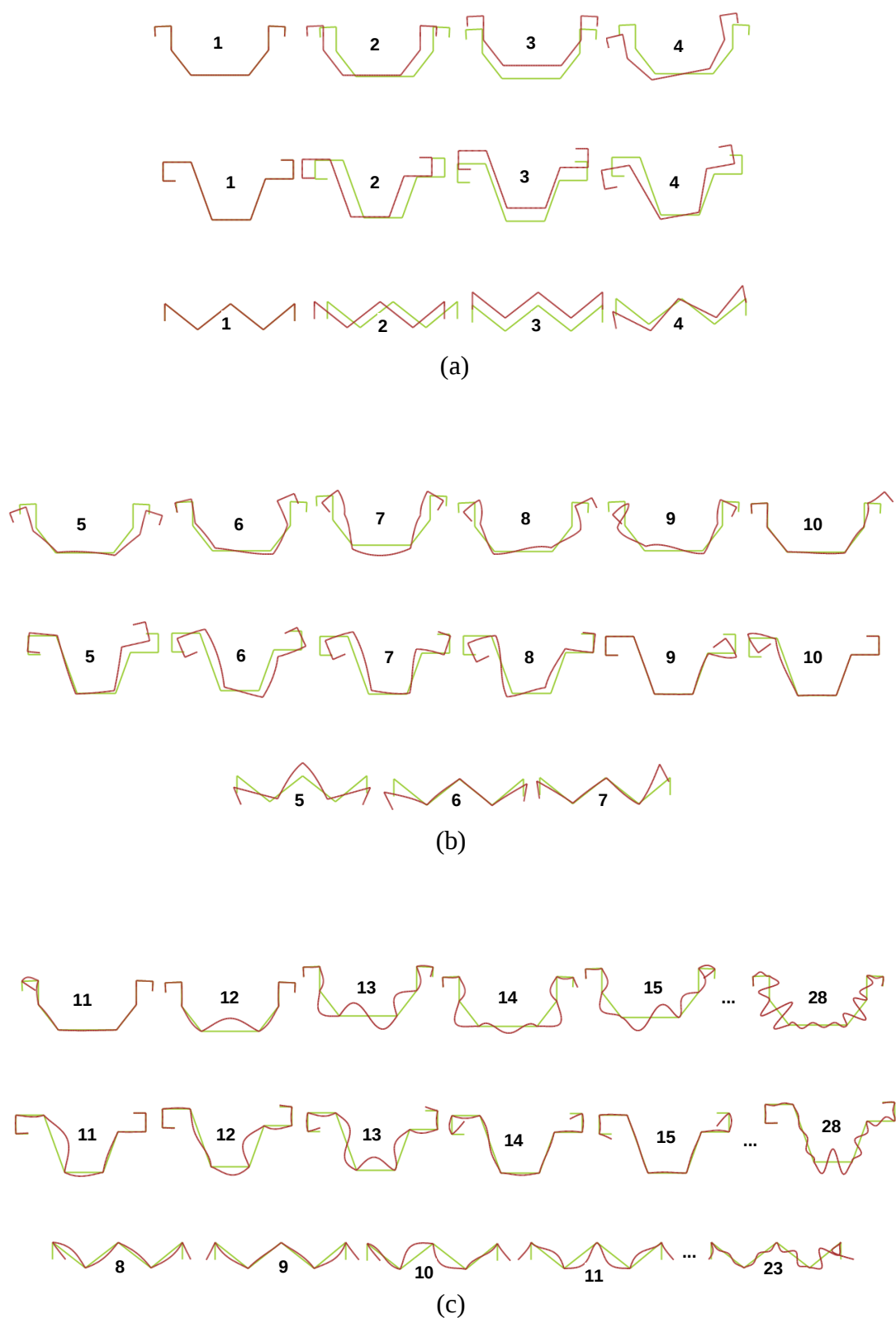


Figura 3.3. Modos de deformação das seções transversais seleccionadas para análise de flambagem, obtidos utilizando o código GBTul. (a) global, (b) distorçional e (c) local.

A partir da análise comparativa dos modos de deformação das seções transversais das estacas-prancha, apresentados na Figura 3.3, pode-se observar que os modos de flambagem dependem, entre outros fatores, da geometria da seção transversal analisada. Para a realização da análise de flambagem com o código GBTul, considera-se $E=210$ GPa (módulo de Young), $\nu=0.3$ (coeficiente de Poisson), condições de apoio de extremidades engastada (deslocamentos, rotações globais/locais e empenamento restringidos) e livre com comprimento de estaca-prancha $L=300$ cm. Por limitações na aplicação dos carregamentos utilizando o código GBTul, não será simulado o carregamento K_3 .

Os resultados das análises para as seções 1 à seção 3 estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 3.3 à 3.5, onde são fornecidos (i) os tipos de carregamentos utilizados (K), (ii) as espessuras (t), (iii) os momentos críticos correspondentes à flambagem local ($M_{cr,L}$) para o comprimento analisado $L = 300$ cm, (iv) as relações entre os momentos críticos de flambagem global, local e distorcional e (v) a participação modal correspondente aos principais modos de deformação ($p_{(\text{número do modo de deformação})}$).

Tabela 3.3. Análise de flambagem da Seção 1 obtida utilizando o código GBTul.

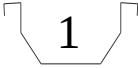
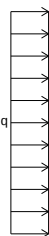
SEÇÃO	K	t (mm)	$M_{cr,L}$ (kN.cm)	$\frac{M_{cr,D}}{M_{cr,L}}$	$\frac{M_{cr,G}}{M_{cr,L}}$	(P ₁₁) (%)	(P ₁₃) (%)	(P ₇) (%)	(P ₅) (%)	(P _{outros}) (%)
		3	3641,9	31,9	82,2	83,2	4,1	3,8	4,6	4,3
		4,75	14659,4	20,6	32,4	76,9	3,8	5,5	7,7	6,1
		6,3	34182,1	15,2	18,5	71,7	3,5	6,6	10,3	7,9
		3	3850,9	37,8	176,9	81,7	4,2	4,4	4,7	5,0
		4,75	15292,7	23,3	70,7	75,4	3,8	6,6	6,9	7,3
		6,3	35702,0	17,2	40,2	70,2	-	7,8	9,0	12,9

Tabela 3.4. Análise de flambagem da Seção 2 obtida utilizando o código GBTul.

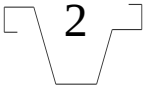
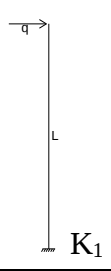
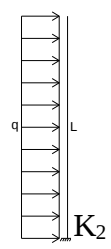
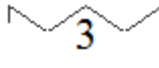
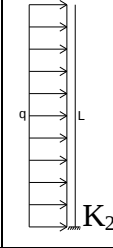
SEÇÃO	K	t (mm)	$M_{cr.L}$ (kN.cm)	$\frac{M_{cr.D}}{M_{cr.L}}$	$\frac{M_{cr.G}}{M_{cr.L}}$	(P ₁₁) (%)	(P ₁₂) (%)	(P ₁₃) (%)	(P ₅₊₆₊₈) (%)	(P _{outros}) (%)
		3	7397,2	5,3	16,3	32,5	24,4	17,7	3,5	21,9
		4,75	29362,2	4,2	6,5	30,3	22,8	16,5	7,5	22,9
		6,3	68523,4	3,3	3,7	26,2	19,7	14,3	14,7	25,2
		3	7786,9	9,5	33,3	32,1	24,2	17,1	3,9	22,6
		4,75	30925,8	5,6	13,3	30,0	22,6	15,9	7,9	23,4
		6,3	72111,5	4,0	7,6	27,4	20,8	14,7	12,6	24,6

Tabela 3.5. Análise de flambagem da Seção 3 obtida utilizando o código GBTul.

SEÇÃO	K	t (mm)	$M_{cr.L}$ (kN.cm)	$\frac{M_{cr.D}}{M_{cr.L}}$	$\frac{M_{cr.G}}{M_{cr.L}}$	(P ₃) (%)	(P ₆) (%)	(P ₅) (%)	(P _{outros}) (%)
		3	13062,1	1,8	0,1	84,5	9,0	6,4	0,1
		4,75	51986,2	1,7	0,1	89,7	5,9	4,3	0,1
		6,3	121689,1	1,7	0,1	92,2	4,5	3,2	0,1
		3	14139,8	1,8	0,4	80,2	11,6	8,1	0,1
		4,75	56272,3	1,7	0,2	85,7	8,3	5,9	0,1
		6,3	131734,2	1,7	0,2	88,4	6,7	4,8	0,1

Conforme apresentado nas Tabelas 3.3 à 3.5, a Figura 3.4 ilustra a composição modal resultante do GBTul considerando o carregamento K₁ com as configurações no plano dos principais modos de deformação das seções transversais analisadas.

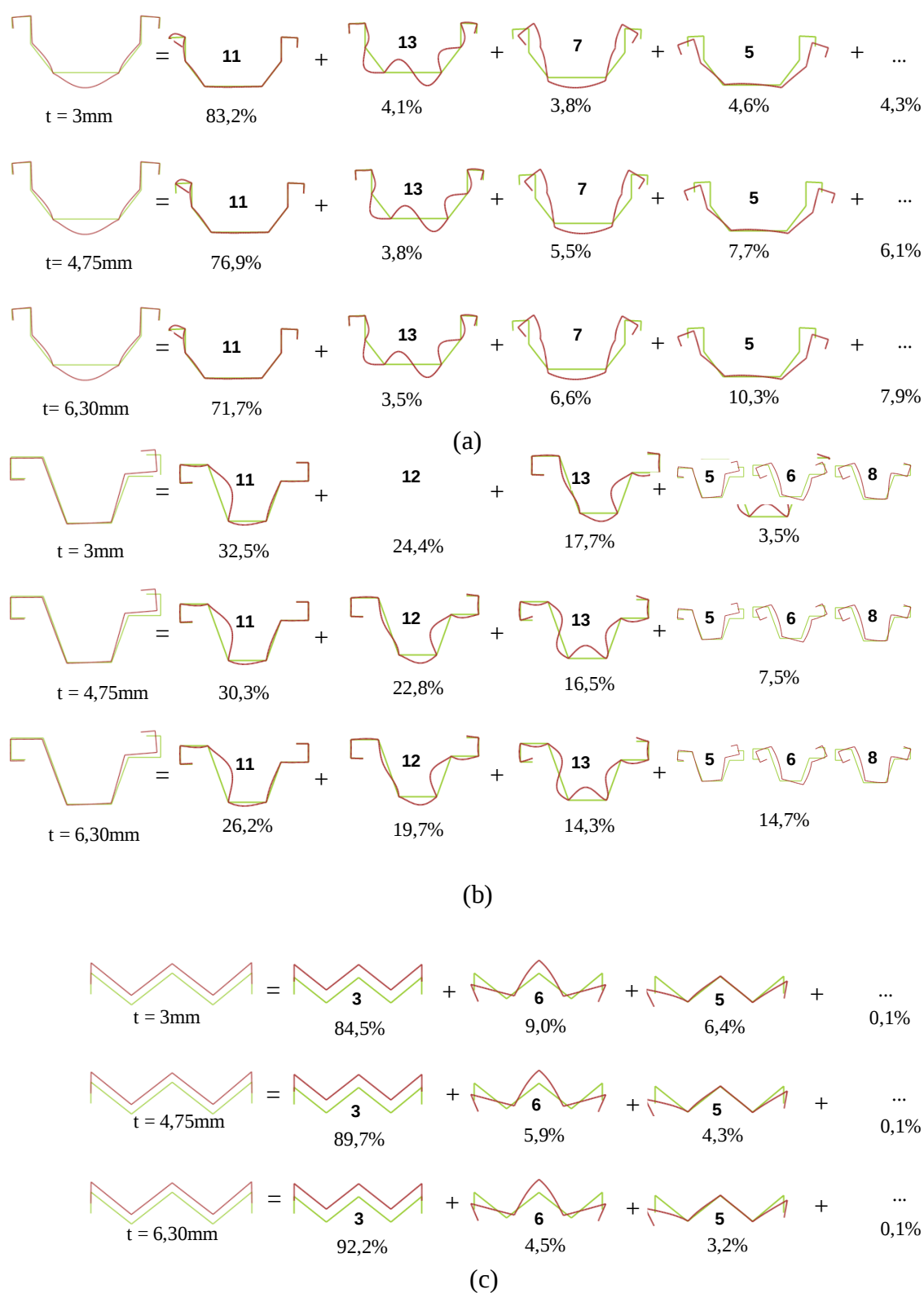


Figura 3.4. Principais participações modais de deformação, considerando carregamento K_1 na (a) Seção 1, (b) Seção 2 e (c) Seção 3.

Sobre os resultados apresentados nas Tabelas 3.3 à 3.5 e na Figura 3.4, as seguintes observações podem ser apontadas:

- (i) Nota-se que os modos críticos de flambagem são resultantes de uma combinação de modos de deformação;
- (ii) Analisando a participação dos modos de deformação para as seções transversais 1 e 2, pode-se dizer que os modos locais foram preponderantes em relação aos outros modos de deformação. Já para a seção 3, o modo de deformação global foi o dominante. Observa-se o comportamento de modo de flambagem *puro* (modos de flambagem que apresentam uma contribuição dominante de modos de deformação). Este fato também pode ser evidenciado nas relações entre os momentos críticos de flambagem local, distorcional e global;
- (iii) Para a seção 1, observa-se que a participação do modo de deformação principal – modo que apresenta maior contribuição percentual na análise, para os casos de carregamentos utilizados, comparados entre as mesmas espessuras adotadas, obteve uma diferença percentual média de aproximadamente 2% e em relação à valores de $M_{cr,L}$, a diferença percentual é da ordem de 5% ;
- (iv) Para a seção 2, tanto a participação modal principal como os valores de $M_{cr,L}$, obtiveram diferenças percentuais da ordem de 5% entre os carregamentos utilizados, comparados segundo as mesmas espessuras utilizadas nas análises;
- (v) Para a seção 3, em relação a participação modal principal, percebe-se a diferença percentual entre os carregamentos utilizados na ordem de 5%. Já para os valores de M_{cr} , os resultados apresentaram uma diferença percentual de aproximadamente 8%. Ao aumentar a espessura, e consequentemente a rigidez das estacas, observa-se um aumento da participação dos modos de deformação global e uma redução da participação dos modos de deformação distorcional;
- (vi) Para as seções 1 e 2, observa-se que a redução da espessura aumenta a participação dos modos de deformação local.

Como era de se esperar, os momentos críticos de flambagem local, distorcional e global diminuem seu valor gradativamente a medida que se reduz a espessura, e consequentemente com isso, a rigidez das estacas-prancha em análise. Este fato pode ser melhor observado nas Figuras 3.5 à 3.7, onde ilustram-se, respectivamente, as curvas M_{cr} vs L (L em escala logarítmica) para a seção 1, seção 2 e seção 3, obtidas após a análise de flambagem das estacas-prancha. Nestas figuras, cada curva representa uma espessura de seção analisada para um mesmo caso de carregamento e condições de contorno. Destaca-se ainda o comprimento de $L=300\text{cm}$.

Observa-se que as curvas de M_{cr} vs L para colunas com extremidade fixa não apresentam ponto de mínimo bem definido, conforme relatado por LANDESMANN & CAMOTIM (2013).

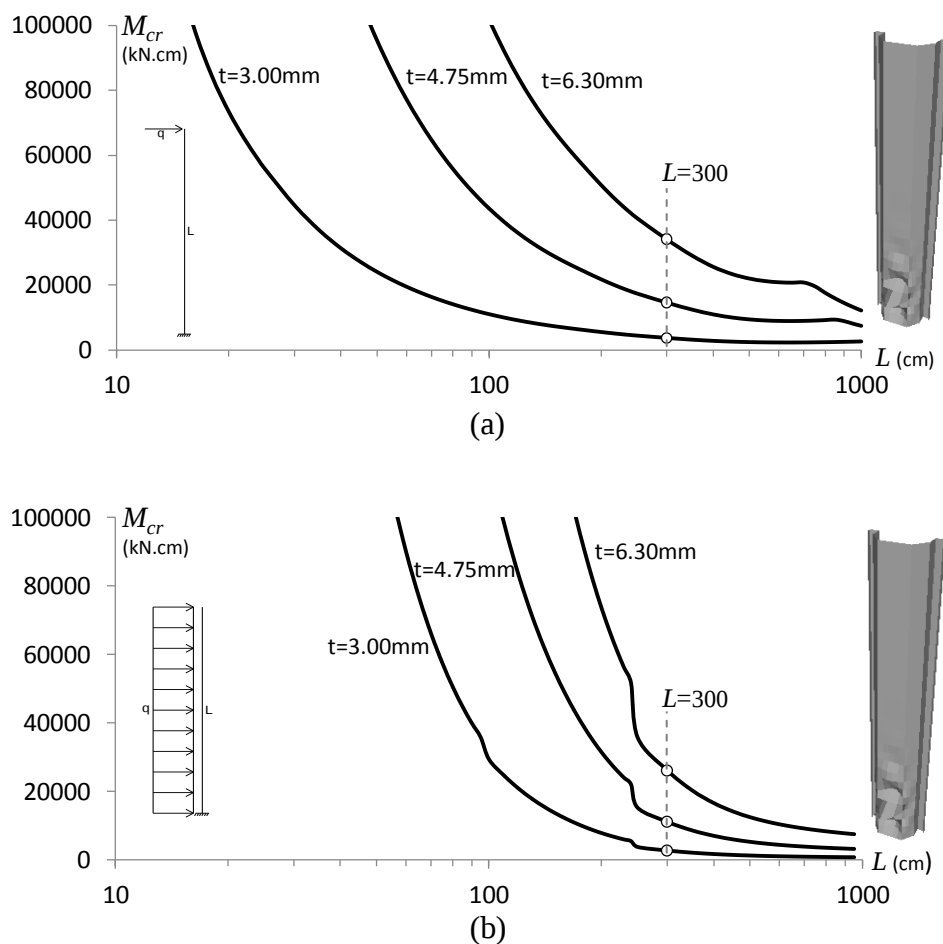


Figura 3.5. Curvas M_{cr} vs L para a Seção 1 obtidas utilizando o código GBTul e (a) Carregamento K_1 e (b) Carregamento K_2 .

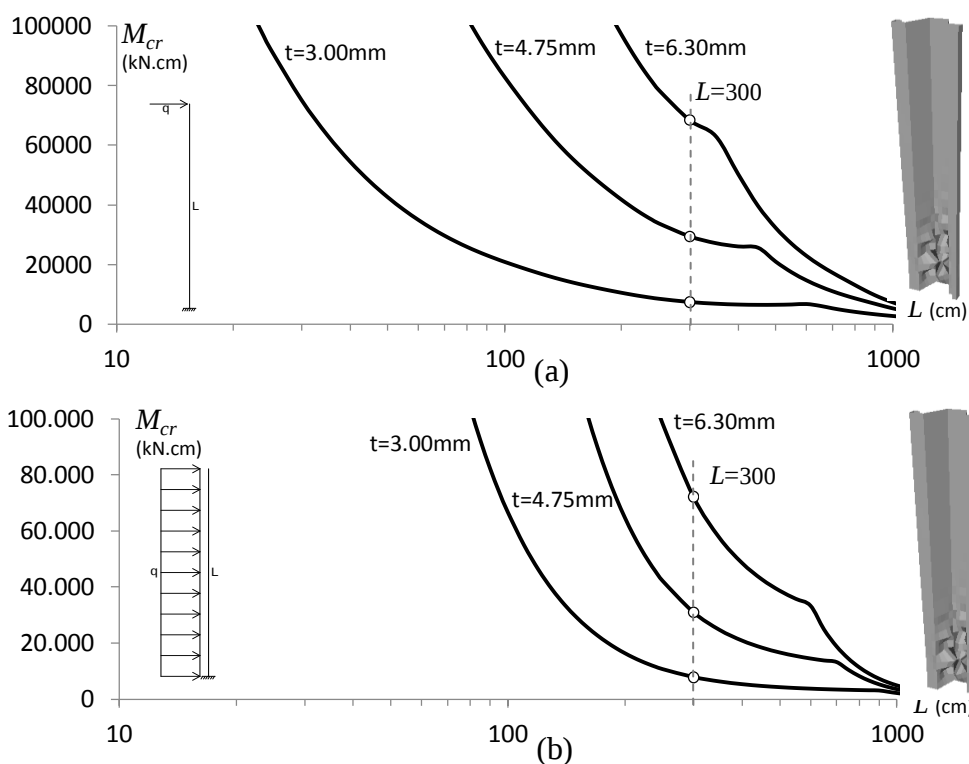


Figura 3.6. Curvas M_{cr} vs L para a Seção 2 obtidas utilizando o código GBTul e (a) Carregamento K_1 e (b) Carregamento K_2 .

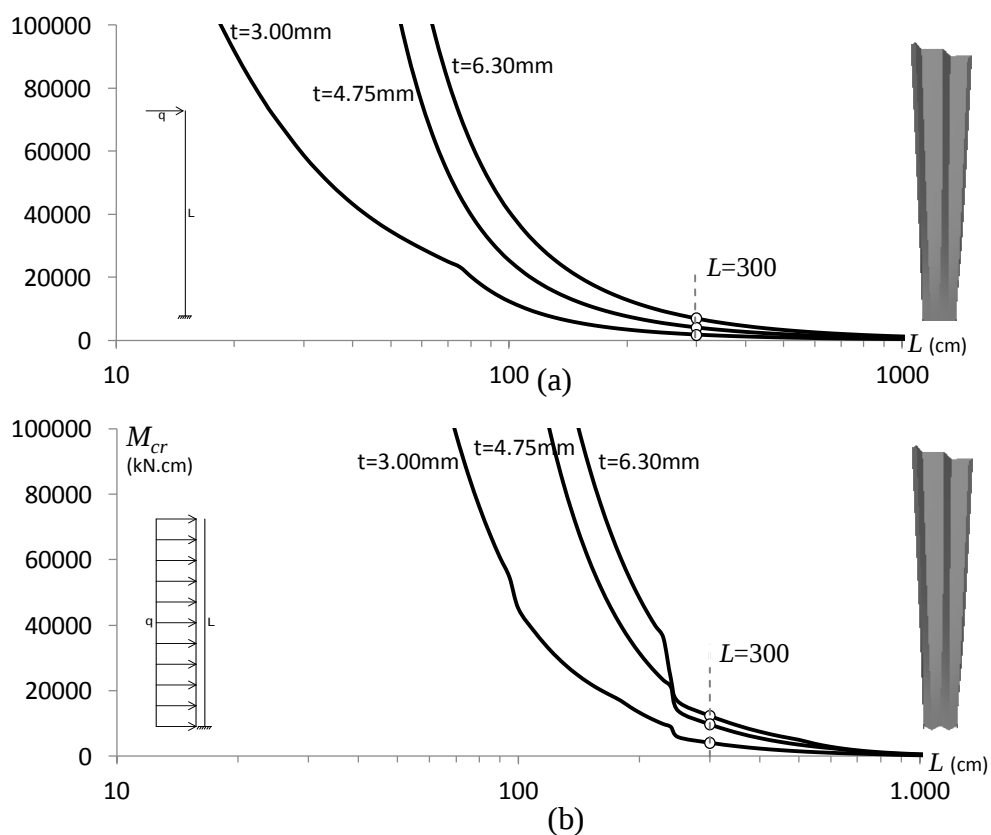


Figura 3.7. Curvas M_{cr} vs L para a Seção 3 obtidas utilizando o código GBTul e (a) Carregamento K_1 e (b) Carregamento K_2 .

4 Modelo Numérico

Após a abordagem no item 4.1 dos modelos numéricos propostos, elaborados via MEF, para as análises de flambagem e pós-flambagem, apresentam-se, no item 4.2, os resultados da análise de flambagem utilizando o modelo numérico descrito neste Capítulo.

4.1 Análise em Elementos Finitos

As análises de flambagem apresentadas neste Capítulo e pós-flambagem (melhor detalhadas no Capítulo 5) das estacas-prancha foram obtidas segundo modelos de análise não-linear física e geométrica via método dos elementos finitos, com emprego de elementos de casca, no programa ANSYS (SAS, 2009). As colunas foram discretizadas em elementos *Shell181* (conforme nomenclatura do ANSYS: elementos de casca de parede fina com inclusão de deformação de cisalhamento transversal, integração completa, com quatro nós e seis graus de liberdade por nó), utilizando uma malha de 5mm x 5mm. De acordo com LANDESMANN & CAMOTIM (2013a) estas características de malha fornecem resultados precisos considerando um razoável esforço computacional. As análises de pós-flambagem elástica foram realizadas por meio de uma técnica de solução incremental-iterativa que combina o método de *Newton-Raphson* com uma estratégia de controle de comprimento de arco (*arc-length*).

Todas as colunas exibem (i) comprimento $L=300\text{cm}$, (ii) imperfeições iniciais com pequenas amplitudes – 10% da espessura (GARIFULLIN & NACKENHORST, 2015) e (iii) modelo do material, perfeitamente elástico e elástico-plástico, caracterizado por $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$ e diferentes valores para as tensões de escoamento do aço (f_y). A maioria das tensões de escoamento consideradas neste trabalho são demasiadamente elevadas e irreais, contudo, a razão para se considerar estes valores de f_y está relacionada com a possibilidade de cobrir uma vasta gama de esbeltezas (ver Tabelas do anexo A e B). Nestas análises não são levadas em consideração os efeitos das tensões residuais.

No que diz respeito a aplicação dos diferentes tipos de carregamento utilizados, tem-se o seguinte:

(i) A carga horizontal concentrada foi implementada da seguinte forma: criou-se um nó na posição do centróide da seção transversal e nos demais nós pertencentes a seção, foram aplicadas restrições de deslocamentos e rotações (nos eixos X , Y , Z) nulos. Com o auxílio da consideração de ligações rígidas entre o ponto de aplicação da carga (centróide da seção transversal) e os demais nós restringidos, realizou-se uma análise linear elástica preliminar – desta forma obteve-se as reações nos nós restritos, simbolizadas pelas setas vermelhas na Figura 4.1(b). As reações obtidas da análise linear são aplicadas como carregamento externo. Para finalizar, as condições de contorno aplicadas para a análise linear elástica preliminar, o nó posicionado no centróide e as ligações rígidas são apagadas, como pode ser observado na Figura 4.1(c);

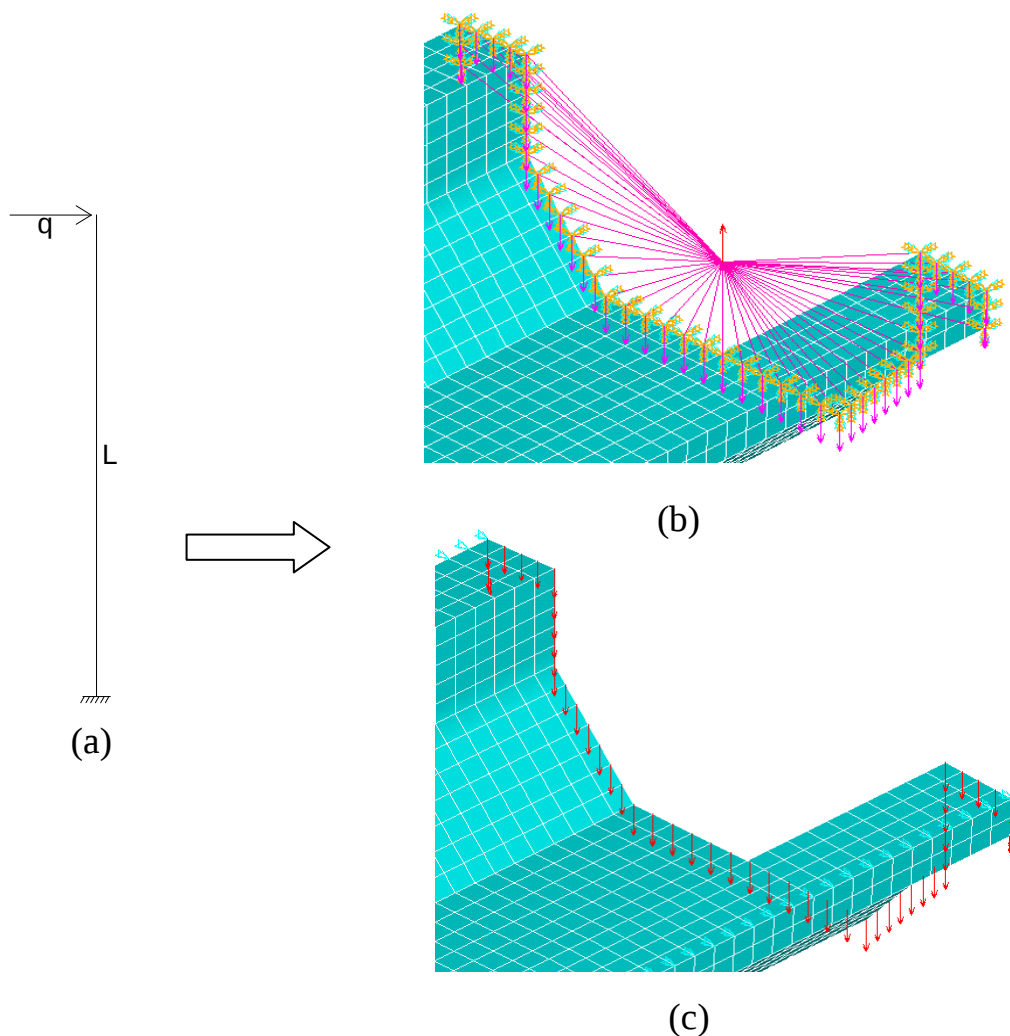


Figura 4.1. (a) Implementação da carga horizontal aplicada (K_1) – Seção 1; (b) ligações rígidas e reações obtidas e (c) ações aplicadas.

(ii) A distribuição do carregamento retangular e triangular ao longo do perfil das estacas-prancha foram implementadas com o auxílio de um comando do programa ANSYS (SAS, 2009). Este comando consiste na aplicação de uma carga de pressão através de uma função de distribuição de carga de superfície ao longo do eixo z , nos elementos discretizados. A Figura 4.2 (b) ilustra a aplicação da pressão relativa ao carregamento triangular (utilização de uma função do 1º grau sendo a variável representada pelas coordenadas do eixo Z) e a Figura 4.3(b), a aplicação da pressão relativa ao carregamento retangular (utilização de uma função constante ao longo do eixo Z). A escala de cor ilustrada na Figura 4.2(b) representa o aumento gradativo do valor das pressões aplicadas nos elementos discretizados, sendo estas, proporcionais às coordenadas do eixo Z . Após a implementação das cargas de pressão, foram restringidos os deslocamentos e rotações (nos eixos X , Y , Z) para todos os nós pertencentes ao modelo estrutural e realizou-se uma análise linear elástica preliminar – desta forma, obteve-se as reações nos nós restritos, sendo estas aplicadas como carregamento externo. Para finalizar, as condições de contorno aplicadas para a análise linear elástica preliminar são apagadas, como pode ser observado nas Figuras 4.2(c) e 4.3(c).

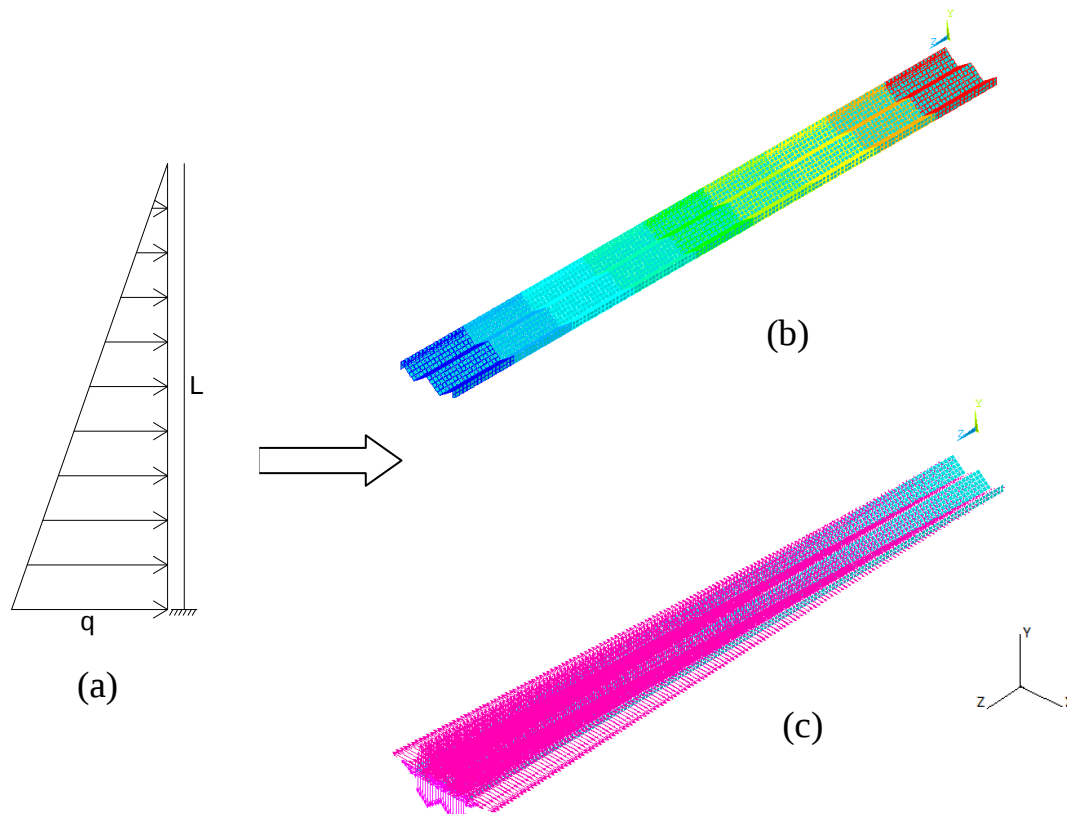


Figura 4.2.(a) Implementação do carregamento triangular distribuído (K_3) – Seção 3; (b) aplicação da carga de pressão e (c) reações aplicadas no modelo estrutural.

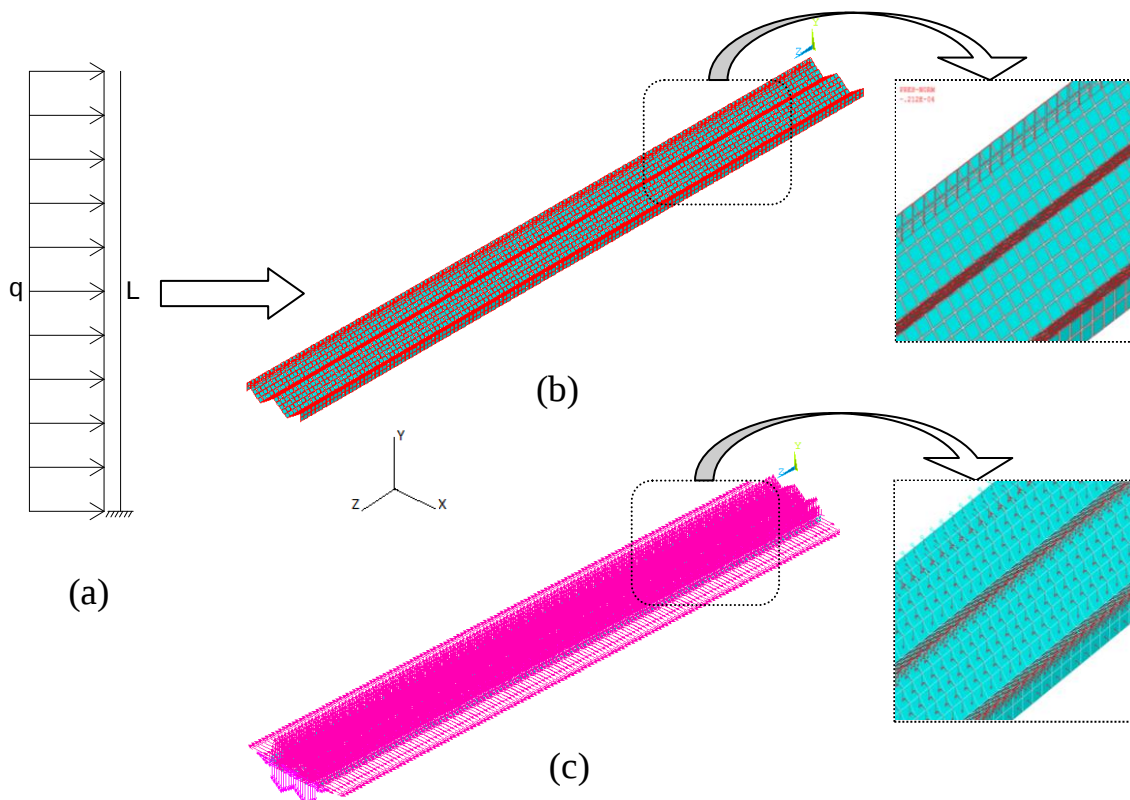


Figura 4.3.(a) Implementação do carregamento retangular distribuído (K_2) – Seção 3; (b) aplicação da carga de pressão e (c) reações aplicadas no modelo estrutural.

Em relação às condições de contorno empregadas nos modelos em elementos finitos, nota-se que todas as estacas-prancha foram analisadas levando em consideração uma extremidade livre e a outra engastada (deslocamentos, rotações e empenamento restringidos), conforme ilustra a Figura 4.4.(a). Em relação à junção de estacas-prancha, FANG & BREWER (1969) constataram que a consideração das estacas trabalhando juntas como uma única peça é plausível, e somente possível, através da mobilização do conjunto como um todo pelos interlocks, conforme mencionado no Capítulo 2. A perda de transmissão de esforços cortante nas interligações entre as estacas-prancha não foi levada em consideração nos modelos elaborados em elementos finitos. A translação das estacas na direção X foi restringida, como pode ser observado na Figura 4.4.(b), com o intuito de simular a continuidade da parede de estacas-prancha não modelada, formada pela junção de inúmeras estacas adjacentes. Os interlocks foram modelados considerando a compatibilização em dois pontos da malha em elementos finitos, pertencentes às respectivas seções transversais adjacentes, como pode ser observado na Figura 4.4.(c).

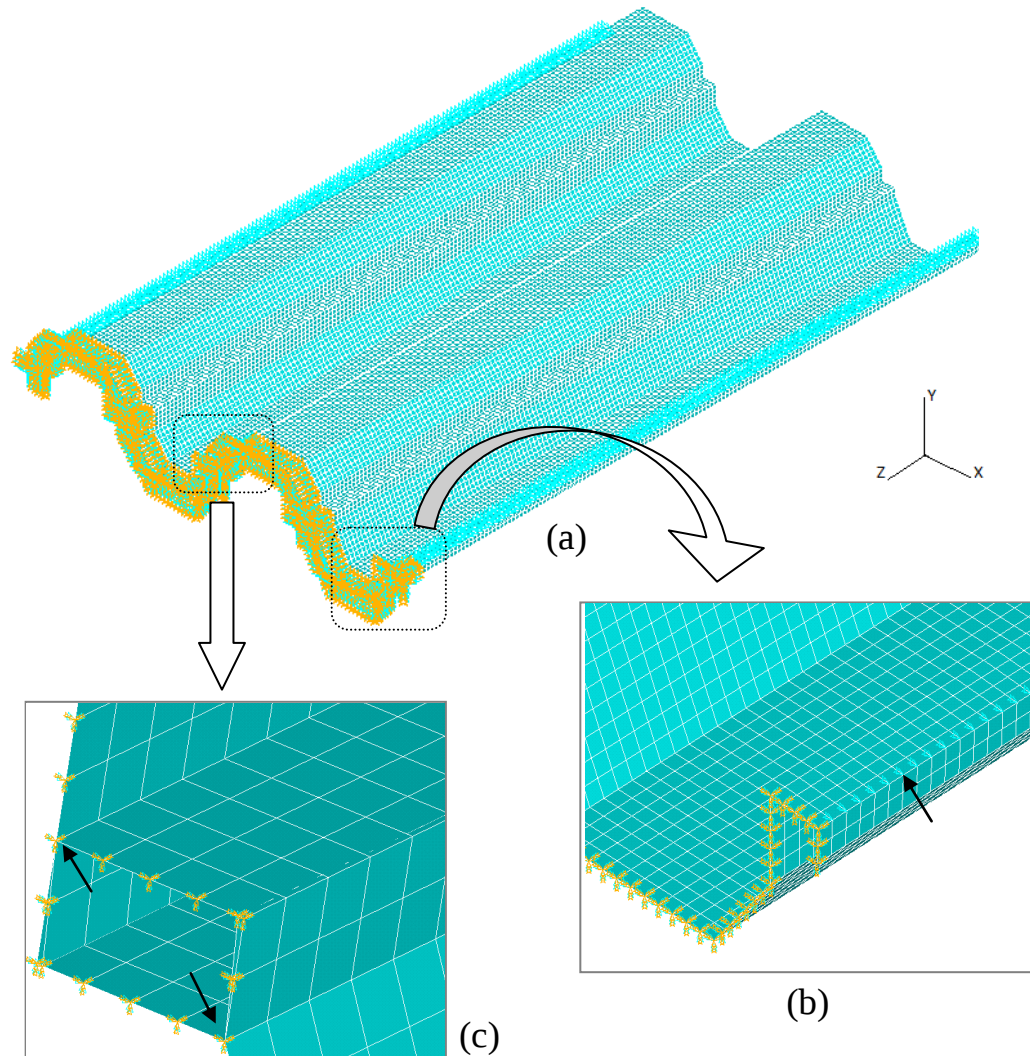


Figura 4.4. Modelo em elementos finitos (a) seção 1 agrupada; (b) condições de contorno adotadas: base engastada e em destaque, deslocamentos transversais na direção X restringidos e (c) modelagem do interlock, com destaque para pontos de compatibilização das malhas em elementos finitos das seções transversais adjacentes.

A incorporação das imperfeições geométricas iniciais no modo crítico de flambagem foi realizada automaticamente por meio do seguinte procedimento (*e.g.*, LANDESMANN & CAMOTIM, 2013a): (i) determinação da forma do modo crítico de flambagem, através de uma análise linear de flambagem via método dos elementos finitos utilizando o programa ANSYS (SAS, 2009), adotando exatamente a mesma discretização/malha empregada para realizar a subsequente análise de pós-flambagem; (ii) Uso do resultado da análise linear de flambagem, redimensionando a deformada final para levar os deslocamentos transversais máximos ao valor de $0,1 \cdot t$ – notar que desta forma o resultado da análise linear de flambagem é utilizado como dado de

entrada para a análise linear e não-linear de pós-flambagem; (iii) Determinação da trajetória de equilíbrio e da resistência última, através de uma análise não linear física e geométrica.

4.2 Análise de Flambagem via Método dos Elementos Finitos

Neste item, serão utilizados os modelos numéricos elaborados em elementos finitos, descritos neste Capítulo, para a análise de flambagem das estacas-prancha estudadas. As Figuras 4.5 à 4.8 ilustram os resultados obtidos no programa ANSYS (SAS, 2009).

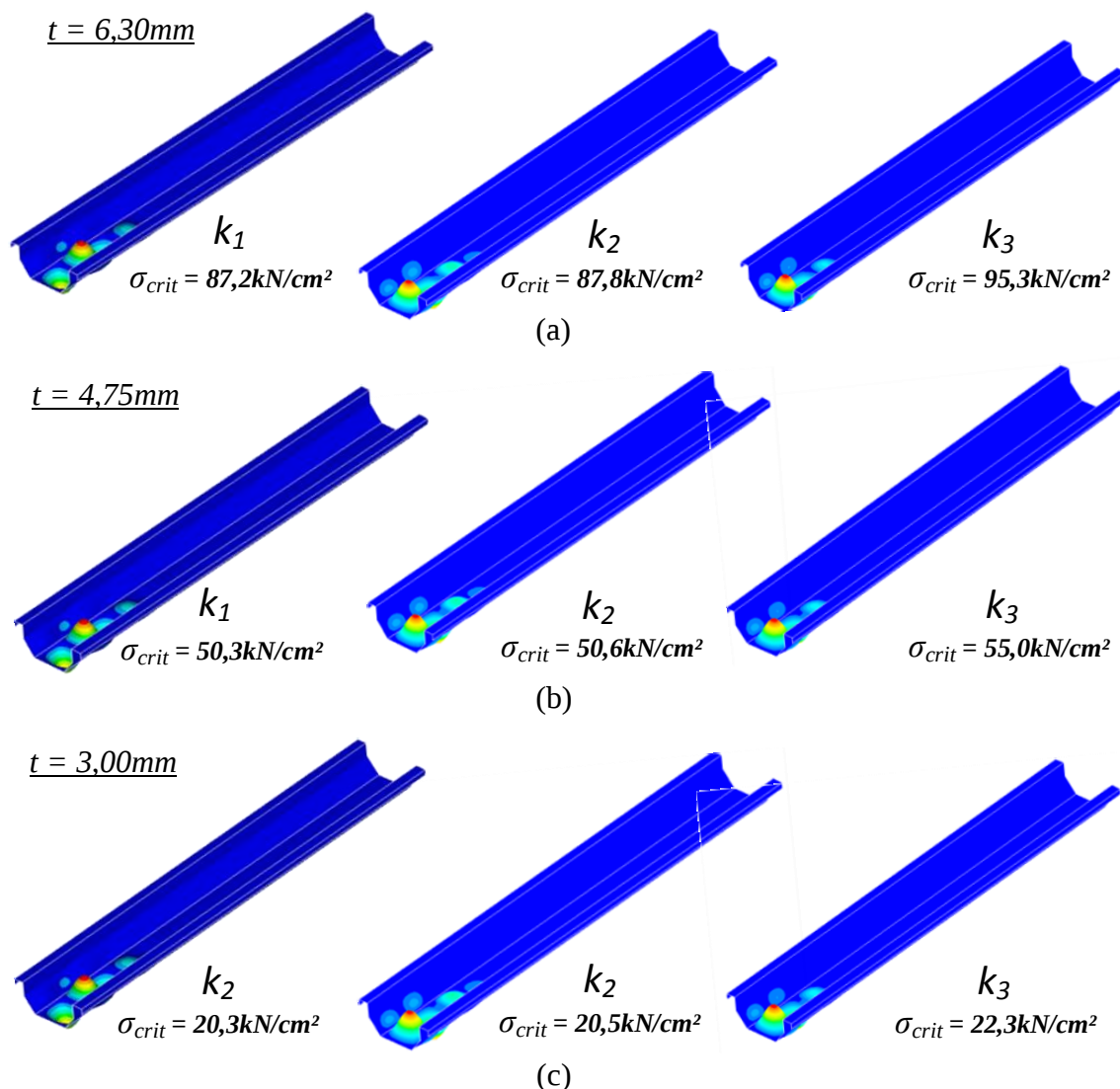


Figura 4.5. Primeiro modo de flambagem obtido via MEF para a seção 1 com espessuras (a) $t = 6,30mm$, (b) $t = 4,75mm$ e (c) $t = 3,00mm$.

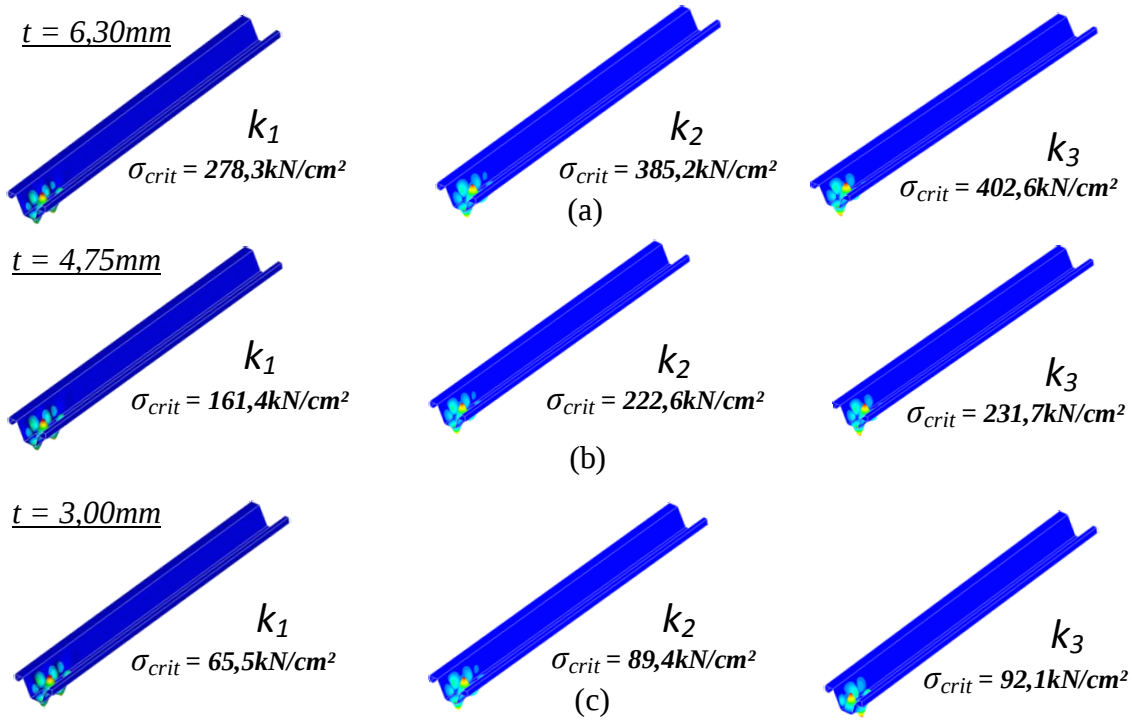


Figura 4.6. Primeiro modo de flambagem obtido via MEF para a seção 2 com espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

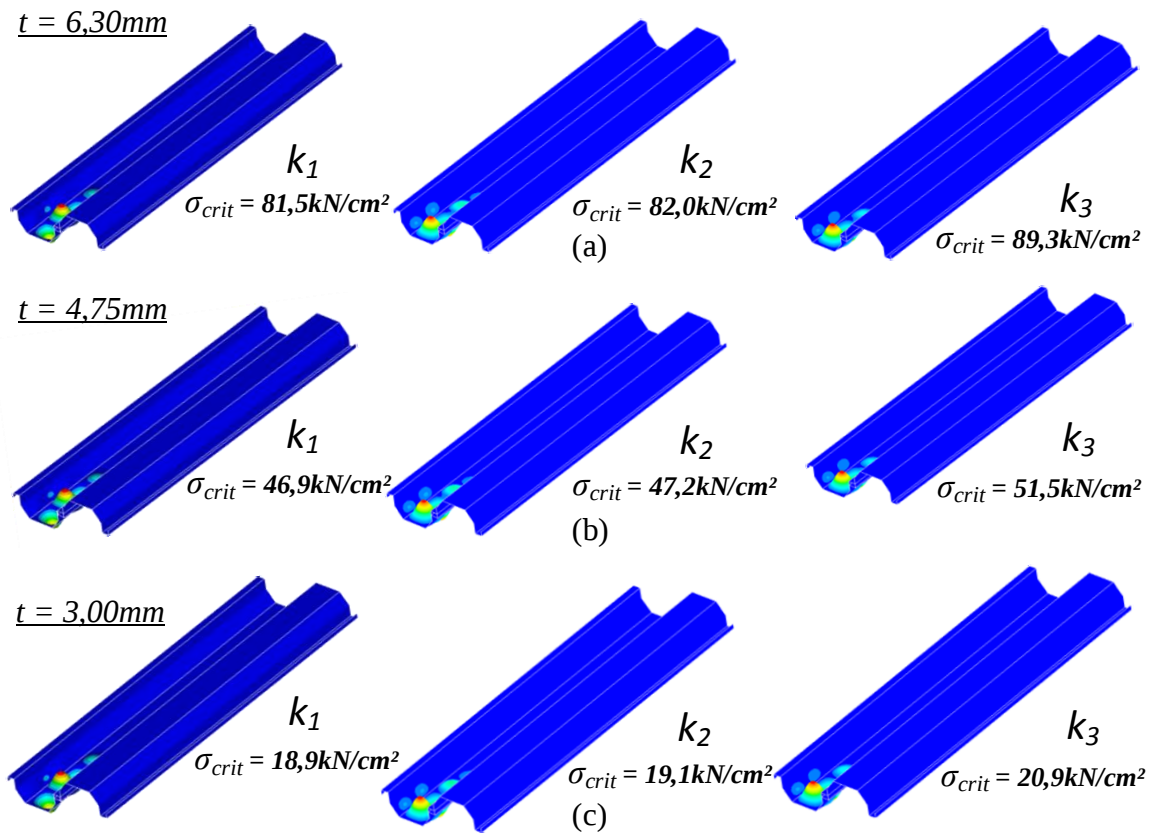


Figura 4.7. Primeiro modo de flambagem obtido via MEF para 2 seções 1 agrupadas com espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

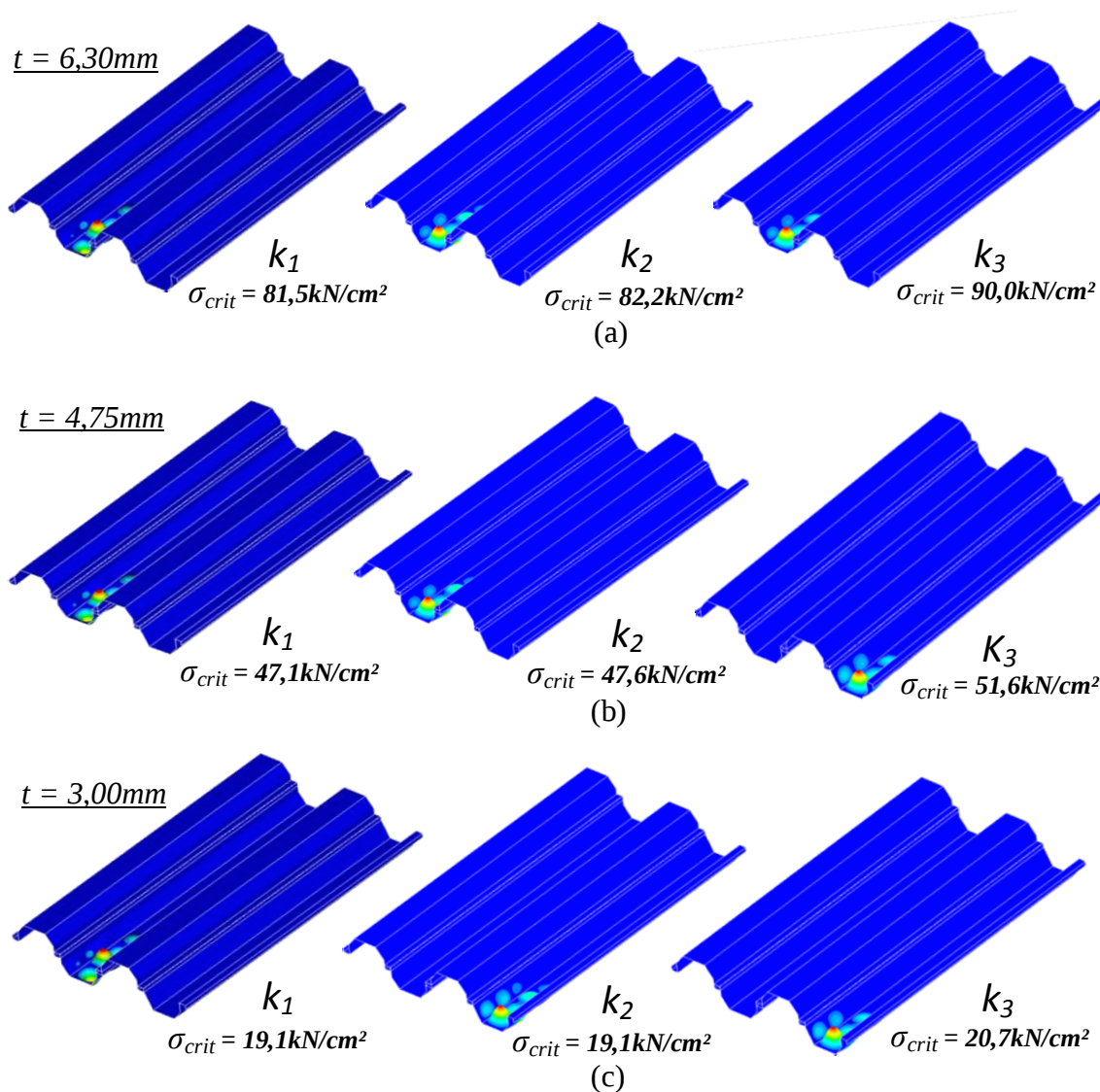


Figura 4.8. Primeiro modo de flambagem obtido via MEF para 4 seções 1 agrupadas com espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

Analisando as Figuras 4.5 à 4.8, observa-se que:

- (i) Para as seções 1, isoladas ou agrupadas, as tensões críticas de flambagem relativas aos carregamentos K_1 e K_2 apresentaram resultados muito próximos, porém um pouco distintos (cerca de 10%) dos resultados apresentados pelo carregamento K_3 ;
- (ii) Já para a seção 2, os carregamentos K_2 e K_3 foram os que mais se aproximaram nos resultados, apresentando uma diferença percentual da ordem de 5%, comparados segundo a mesma espessura adotada na análise;

- (iii) Na comparação entre os diferentes tipos de carregamentos utilizados, nota-se que os resultados convergem à medida que a espessura t diminui;
- (iv) As seções 1 agrupadas apresentaram comportamento à flambagem muito semelhante ao demonstrado pela seção 1 isolada. A comparação dos resultados mostram que a consideração de duas ou quatro estacas-prancha trabalhando em conjunto, devido à mobilização dos interlocks, não geram grande influência na análise de flambagem, tendo em vista a proximidade dos valores encontrados na comparação entre as análises. Cabe reinterar que, conforme dito anteriormente neste Capítulo, a perda de transmissão de esforços cortante nas interligações entre as estacas não foi levada em consideração nos modelos elaborados em elementos finitos;
- (v) Observa-se, como era de se esperar, que à medida que a espessura t é reduzida, e conseqüentemente a rigidez da EP em análise, os valores das tensões críticas de flambagem diminuem.

5 Análises de Pós-flambagem e Dimensionamento

Neste Capítulo são demonstrados os resultados obtidos pela análise numérica do comportamento de pós-flambagem elástica e elasto-plástica apresentados pelas estacas-prancha. O item 5.1. apresenta os resultados de pós-flambagem elástica. O comportamento de pós-flambagem elasto-plástico é apresentado no item 5.2. Os efeitos da variação do tipo de carregamento na estimativa da resistência última, calculada a partir das formulações do Método da Resistência Direta (MRD), serão discutidos no item 5.3.

5.1 Comportamento de pós-flambagem elástica

O objetivo é avaliar o comportamento das estacas-prancha em regime elástico e como este comportamento é influenciado pela variação da espessura e dos carregamentos aplicados. Os gráficos apresentados nas Figuras 5.1 à 5.3 ilustram o comportamento de pós-flambagem elástica das estacas, onde tem-se a tensão aplicada (σ/σ_{cr}) e o deslocamento ($|\delta|/t$), ambos normalizados. Sendo (i) $|\delta|$, os deslocamentos transversais⁽⁶⁾ correspondentes ao nó que apresenta maior amplitude de deslocamento no primeiro modo de flambagem (modo crítico), (ii) t , a espessura da seção, (iii) σ , a tensão normal de compressão e (iv) σ_{cr} , a tensão crítica de bifurcação local. Na Figura 5.1 é feita uma comparação da trajetória de pós-flambagem elástica, variando os carregamentos utilizados (K_1 , K_2 e K_3) para as mesmas espessuras (t). Na Figura 5.2, para o mesmo carregamento utilizado, a comparação é feita variando-se a espessura das seções e, por último, na Figura 5.3, analisam-se as trajetórias de pós-flambagem elástica das seções 1 e 2, comparando-as segundo os mesmos carregamentos e espessuras utilizadas nas análises. Destaca-se que o comportamento de pós-flambagem em regime elástico permite observar as reservas de resistência elástica, apresentadas nas trajetórias das Figuras 5.1 à 5.3.

⁽⁶⁾ As trajetórias obtidas devido aos deslocamentos transversais representam a evolução dos modos de flambagem nas estacas estudadas.

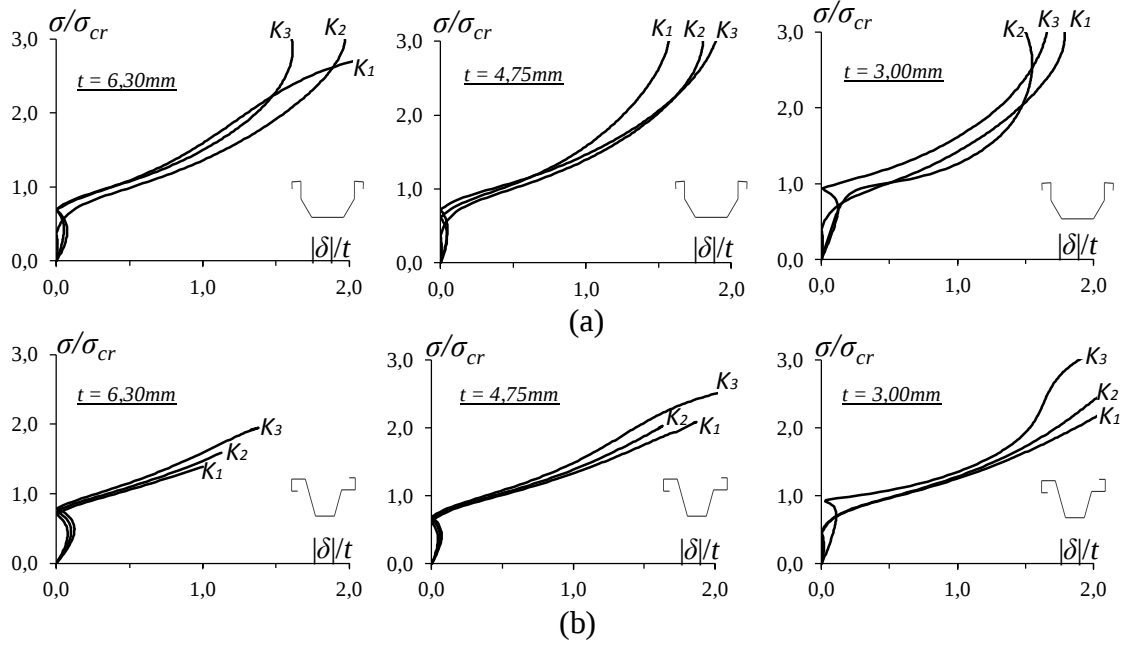


Figura 5.1. Trajetória de pós-flambagem elástica normalizada (σ/σ_{cr}) vs. $|\delta|/t$, contabilizando diversos carregamentos e espessuras para a (a) seção 1 e (b) seção 2.

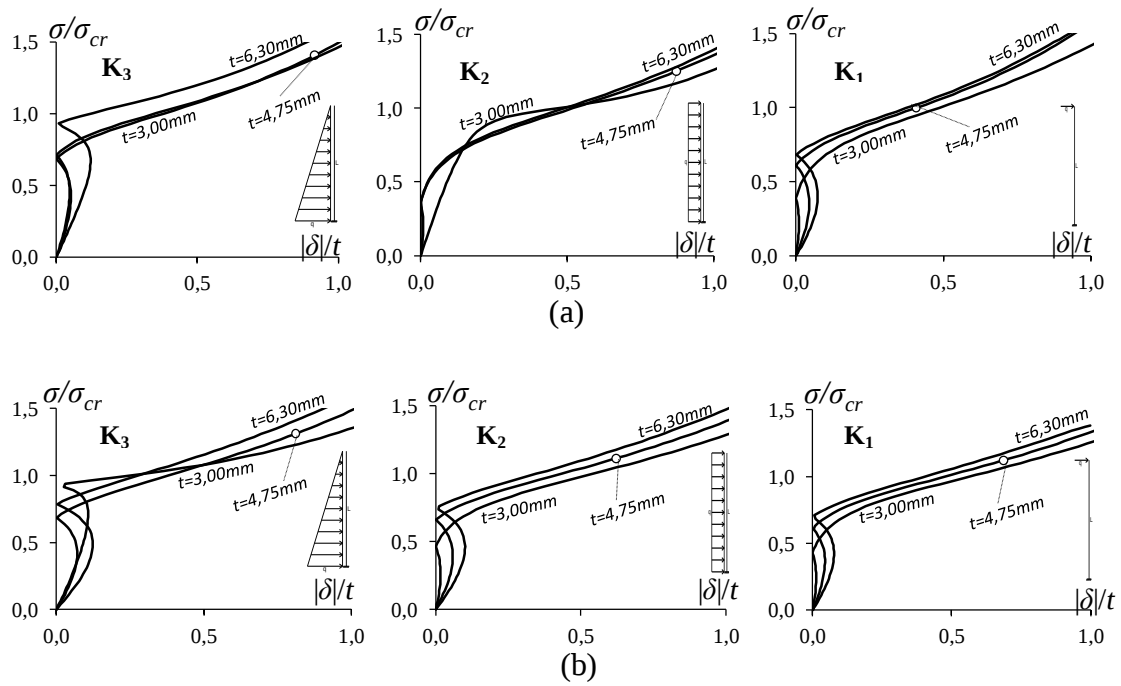


Figura 5.2. Trajetória de pós-flambagem elástica normalizada (σ/σ_{cr}) vs. $|\delta|/t$, contabilizando diversas espessuras e carregamentos para a (a) seção 1 e (b) seção 2.

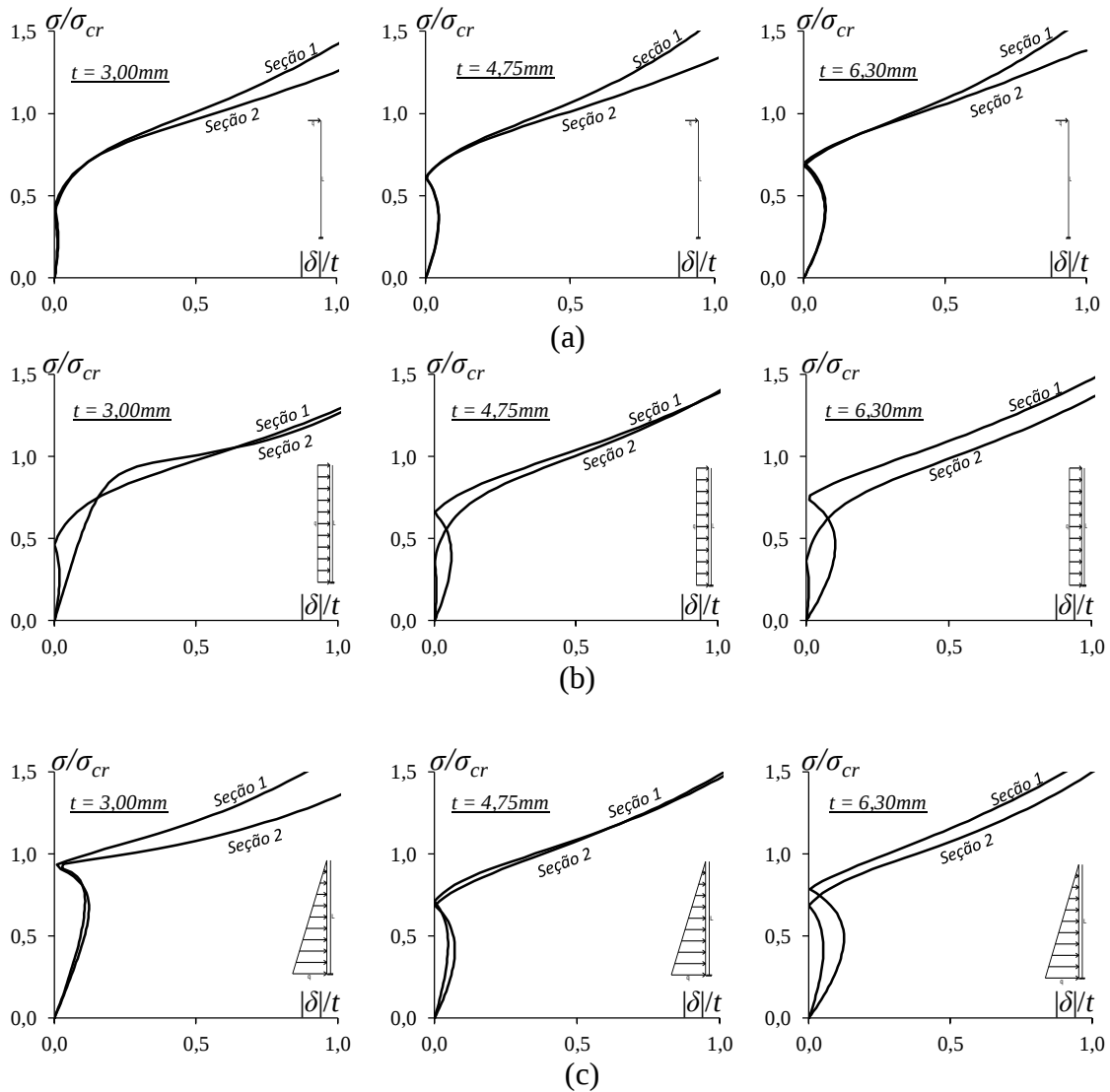


Figura 5.3. Trajetória de pós-flambagem elástica normalizada (σ/σ_{cr}) vs. $|\delta|/t$, comparação entre seção 1 e seção 2 contabilizando mesmas espessuras e carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .

A análise das trajetórias de pós-flambagem elástica, apresentadas nas Figuras 5.1 à 5.3, conduzem às seguintes conclusões:

- (i) Para os diferentes tipos de carregamentos e espessuras adotados, as estacas-prancha apresentam trajetórias de pós-flambagem estável, isto é, $\sigma/\sigma_{cr} \geq 1$;
- (ii) Destaca-se que a reserva de resistência elástica cresce à medida que a espessura, e conseqüentemente a rigidez é aumentada, independente do carregamento adotado para análise;
- (iii) O comportamento das trajetórias de pós-flambagem elástica difere entre os diferentes tipos de carregamentos utilizados;

- (iv) Observa-se que, independente do tipo de carregamento e espessuras utilizadas na comparação, a seção 1 mostra-se com uma reserva de resistência elástica maior que a seção 2;
- (v) Apesar de seu alcance limitado, este estudo faz com que seja possível observar que tanto as dimensões da seção transversal e a espessura t adotada, independente do tipo de carregamento utilizado, influenciam consideravelmente nas características de rigidez e resistência de pós-flambagem elástica local das estacas-prancha.

5.2 Comportamento de pós-flambagem elasto-plástica

O objetivo é avaliar o comportamento na pós-flambagem das estacas-prancha sujeitas aos carregamentos K_1 , K_2 e K_3 e como este comportamento é influenciado pela variação de suas espessuras (t). A fim de acrescentar conhecimento sobre o comportamento elasto-plástico das estacas estudadas neste trabalho que apresentam modo crítico de flambagem local como modo dominante, é apresentado no Anexo A, um estudo paramétrico envolvendo as seções transversais 1 e 2, exibindo: (i) $t = 6.30\text{mm}$, $t = 4.75\text{mm}$ e $t = 3.00\text{mm}$, (ii) $L = 300\text{ cm}$ para todas as estacas e (iii) valores de esbeltez variando entre 0.10 e 1.73. Posteriormente, estes resultados serão utilizados para comparação com o dimensionamento através da utilização do Método da Resistência Direta (MRD). Vale ressaltar que a escolha dos valores para a tensão de escoamento (f_y) não se baseia em aços estruturais (disponíveis no mercado de construção civil), e sim em valores que permitam a avaliação das estacas-prancha com valores de esbeltez (λ) entre 0.10 e 1.73.

As trajetórias de equilíbrio para a seção 1 são demonstradas nas Figuras 5.4 à 5.6 e apresentam os valores de tensão aplicada (σ/σ_{cr}) vs. os deslocamentos ($|\delta|/t$), ambos normalizados. As correspondentes trajetórias de equilíbrio elástico também são plotadas para efeito de comparação. O critério de parada adotado para as análises de pós-flambagem, utilizando o controle do comprimento de arco (*arc-length*), foi do primeiro ponto limite atingido⁽⁷⁾ (SAS, 2009).

⁽⁷⁾ O primeiro ponto limite é o ponto no histórico de resposta quando a matriz de rigidez torna-se singular (ou seja, o ponto em que a estrutura torna-se instável) (SAS, 2009).

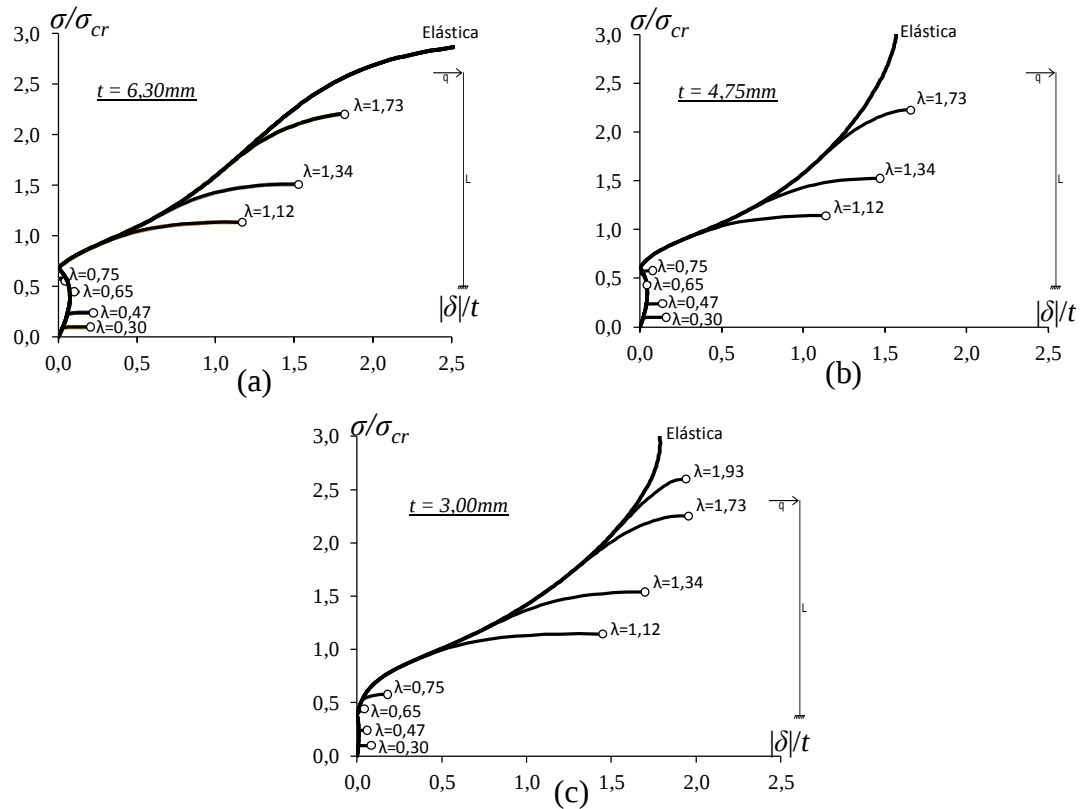


Figura 5.4. Trajetórias de equilíbrio para a seção 1, considerando o carregamento K_1 e espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

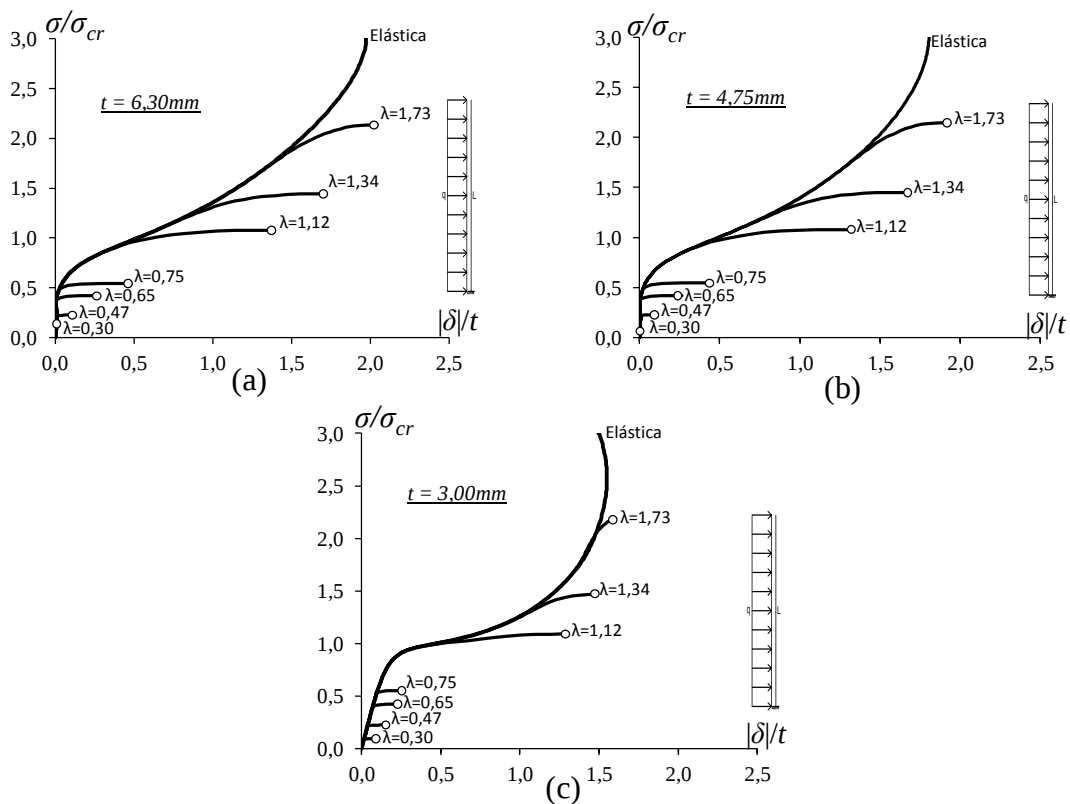


Figura 5.5. Trajetórias de equilíbrio para a seção 1, considerando o carregamento K_2 e espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

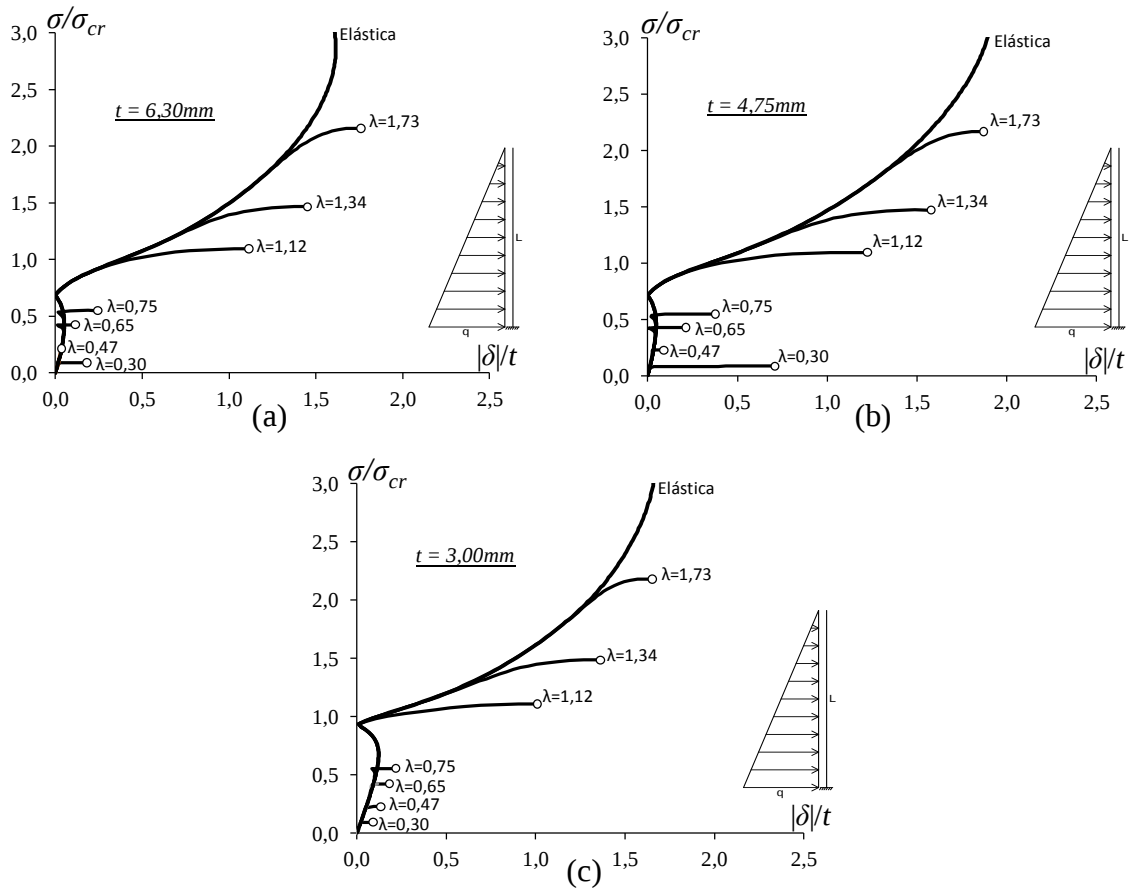


Figura 5.6. Trajetórias de equilíbrio para a seção 1, considerando o carregamento K_3 e espessuras (a) $t = 6,30\text{mm}$, (b) $t = 4,75\text{mm}$ e (c) $t = 3,00\text{mm}$.

A observação das Figuras 5.4 à 5.6 e os dados fornecidos pelas Tabelas do anexo A, conduzem às seguintes conclusões:

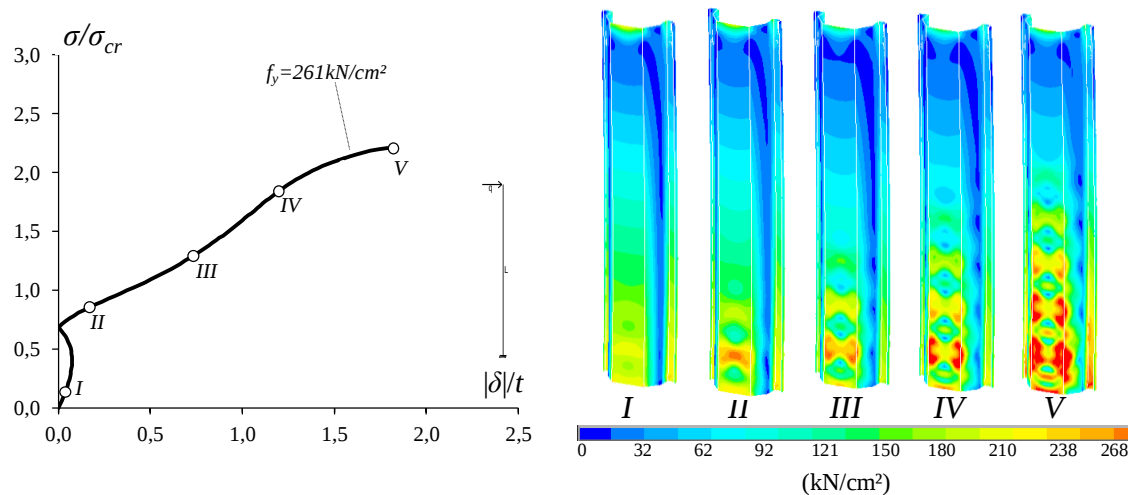
- (i) O comportamento das trajetórias de equilíbrio difere entre os diferentes tipos de carregamentos utilizados;
- (ii) Obviamente (e independente do tipo de carregamento utilizado nas análises), o momento último das estacas-prancha aumenta com o aumento da tensão de escoamento dos aços utilizados nas análises;
- (iii) Os valores da relação σ/σ_{cr} (consequentemente M_u/M_{cr}) e os valores associados de $|\delta|/t$ aumentam com o crescimento da esbeltez, enquanto que os valores da relação M_u/M_y diminuem, independente das dimensões da seção transversal e dos carregamentos utilizados;
- (iv) Os valores da tensão de escoamento f_y (e consequentemente M_y) dos aços utilizados nas análises, para as mesmas espessuras de seção analisada sob

influência de carregamentos distintos, foram convergindo a medida que a esbeltez foi reduzida;

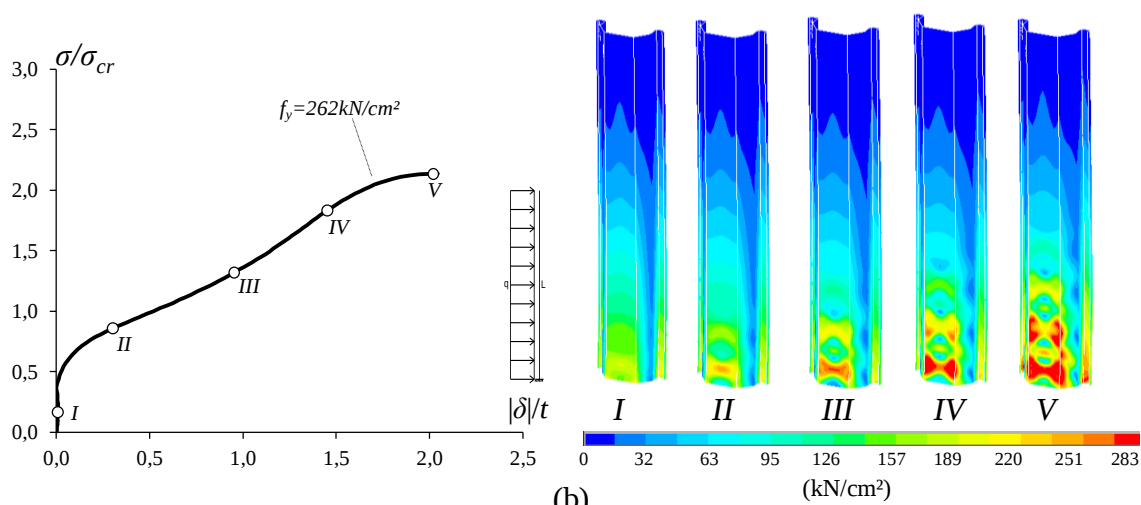
- (v) Os valores das relações M_u/M_{cr} e M_u/M_y foram praticamente os mesmos, independente do tipo de carregamento e espessura adotados para a seção 1. Já para a seção 2, as relações M_u/M_{cr} e M_u/M_y apresentaram valores próximos entre os carregamentos K_2 e K_3 , comparando estes com o carregamento K_1 , observa-se que os valores convergem a medida que a esbeltez diminui.

As Figuras 5.7 e 5.8 ilustram as trajetórias de equilíbrio elasto-plástico com a evolução das configurações das deformadas e tensões de von Mises para as estacas-prancha, considerando $\lambda=1,73$ para a seção 1 e $\lambda=1,34$ para a seção 2. A observação destes resultados e das Tabelas do Anexo A e B, permitem as seguintes conclusões:

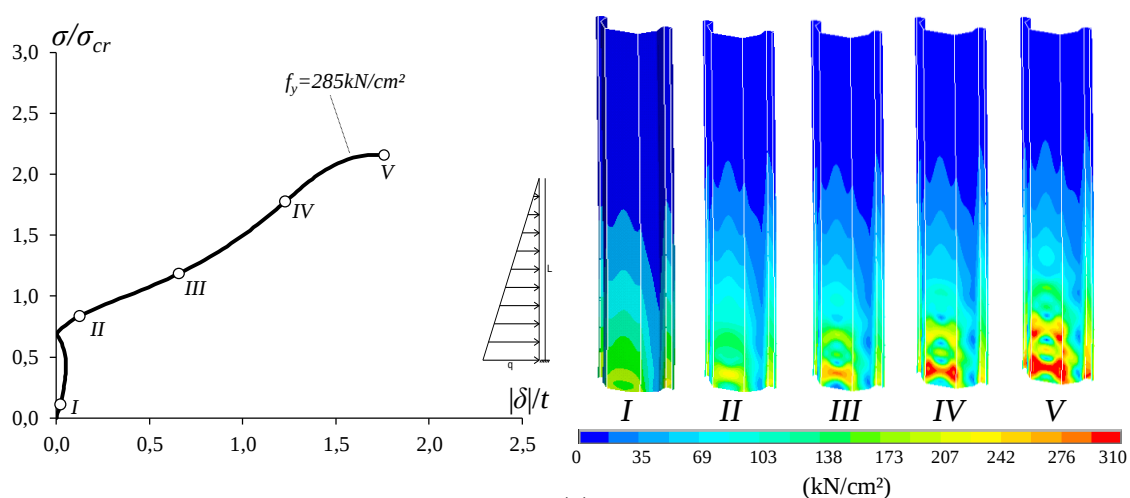
- (i) A evolução das tensões ao longo do comprimento longitudinal das estacas-prancha, para os diferentes carregamentos utilizados, se mostraram diferentes: para o carregamento K_1 , começam com tensões que solicitam praticamente toda a estrutura, já em comparação com os carregamentos K_2 e K_3 , nota-se na parte superior da estaca (oposta ao apoio) a existência de trechos não solicitados. Porém, ambos os carregamentos analisados apresentaram o aumento da concentração de tensões na região do apoio, à medida que a análise foi evoluindo;
- (ii) Nota-se o acúmulo de tensões nas regiões que apresentam maior amplitude de deslocamento devido à evolução do modo de flambagem local;
- (iii) Observa-se que as seções 1 e 2 analisadas desenvolvem inicialmente o modo de flambagem local em regime elástico e, a seguir, algumas estacas evoluem para a formação de um mecanismo caracterizado pelo desenvolvimento da plasticidade nas paredes da seção de curvatura máxima, determinando assim o colapso estrutural.



(a)

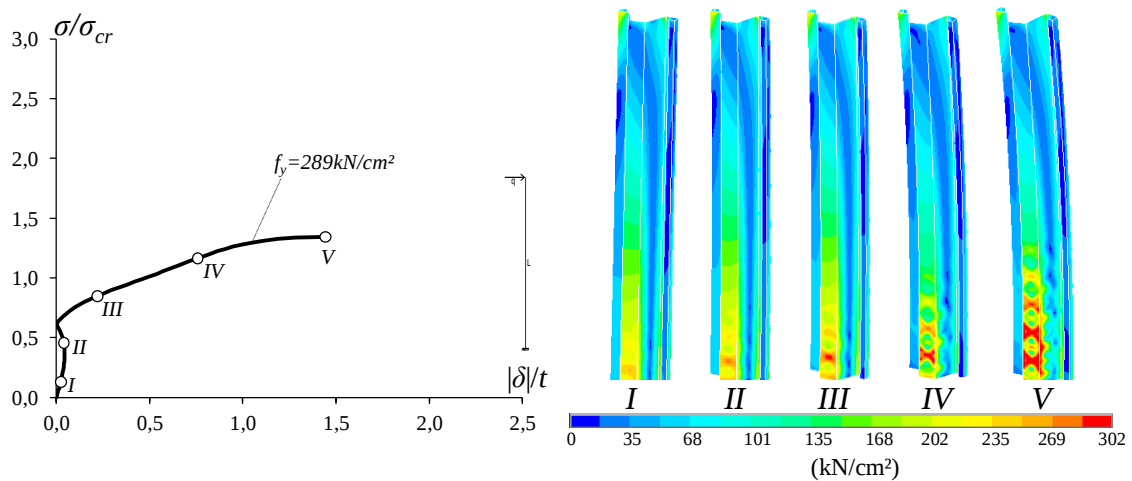


(b)

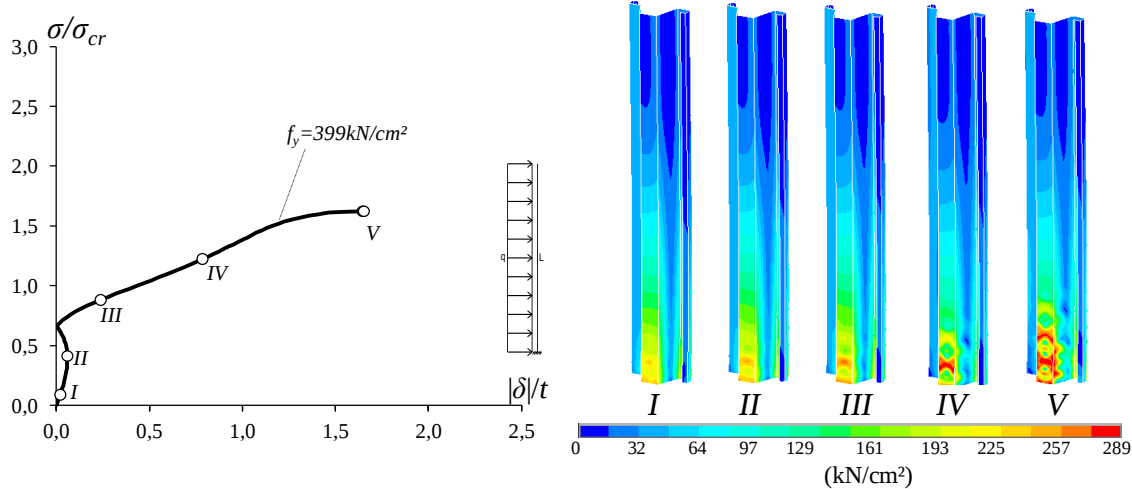


(c)

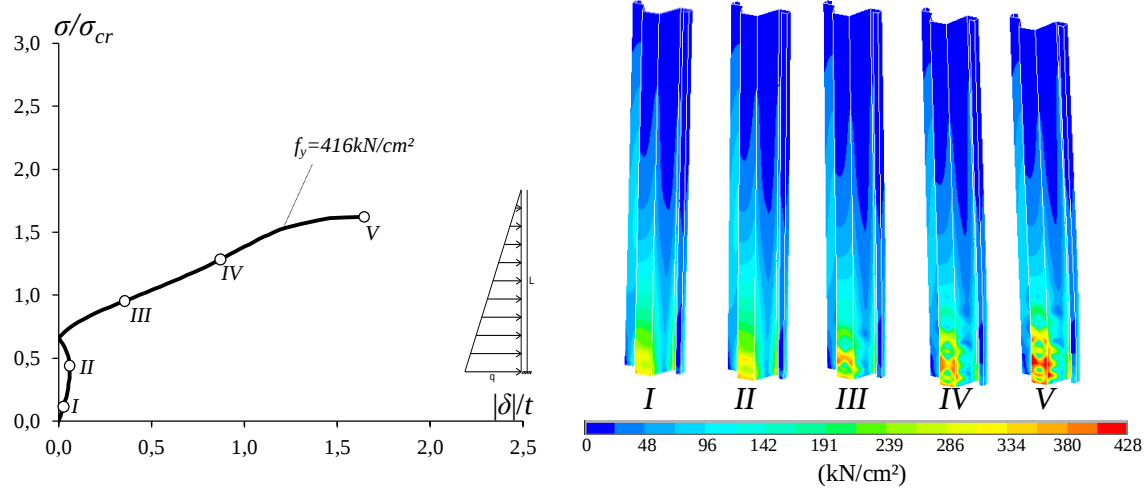
Figura 5.7. Trajetória de equilíbrio elasto-plástica, configurações das deformadas (incluindo o mecanismo de colapso) e tensão de von Mises para as estacas-prancha de Seção 1 com $\lambda = 1,73$, considerando os carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .



(a)



(b)



(c)

Figura 5.8. Trajetória de equilíbrio elasto-plástica, configurações das deformadas (incluindo o mecanismo de colapso) e tensão de von Mises para as estacas-prancha de Seção 2 com $\lambda = 1,34$, considerando os carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .

Os efeitos da variação do tipo de carregamento na estimativa da resistência última, calculada a partir das formulações do Método da Resistência Direta (MRD), serão discutidos na seção seguinte, dedicada exclusivamente à análise das resistências últimas e à aplicabilidade do MRD no dimensionamento de estacas-prancha.

5.3 Dimensionamento via MRD

Esta seção tem por finalidade verificar, utilizando a equação para elementos sob flexão e flambagem local, a adequação do Método da Resistência Direta (MRD) para o dimensionamento de estacas-prancha. As formulações encontram-se no Capítulo 2 deste trabalho e os resultados são apresentados nas Tabelas do Anexo B.

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam curvas de dimensionamento propostas pelo MRD e os pontos de carga última normalizadas (M_u/M_y), obtidos através da análise numérica para as estacas-prancha em estudo, variando-se os carregamentos adotados.

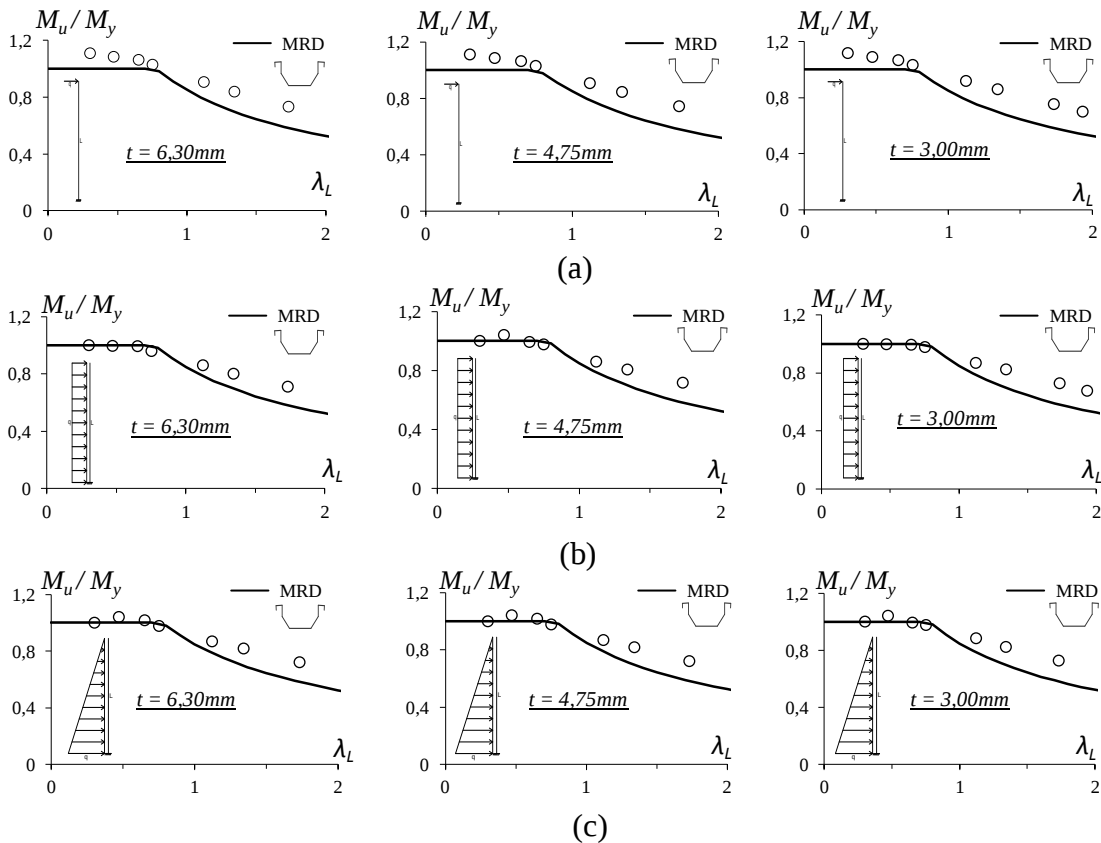
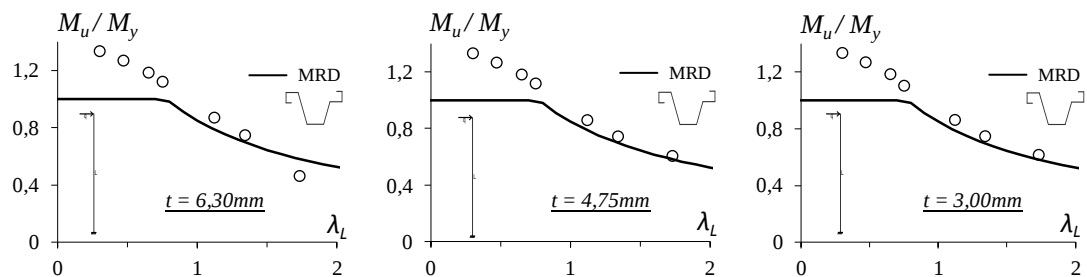
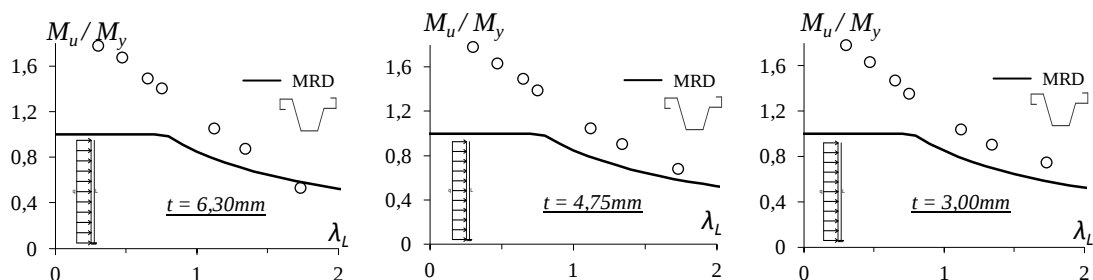


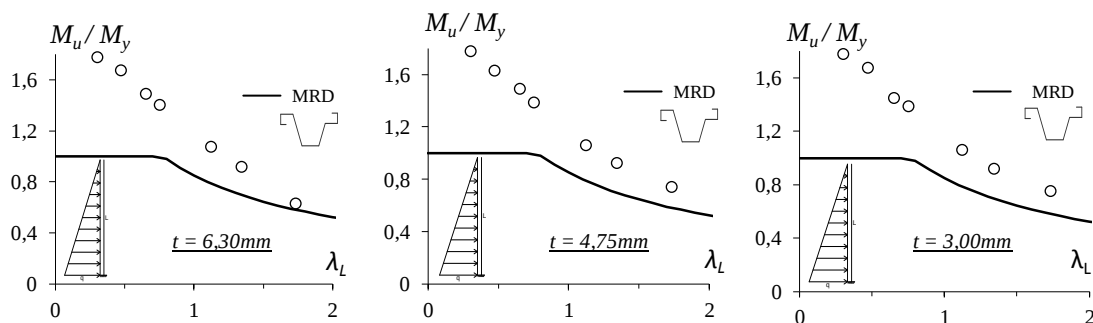
Figura 5.9. Comparação dos resultados utilizando o MRD na estimativa da resistência última para a seção 1, considerando diversas espessuras e carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .



(a)



(b)



(c)

Figura 5.10. Comparação dos resultados utilizando o MRD na estimativa da resistência última para a seção 2, considerando diversas espessuras e carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .

Nas Figuras 5.11 e 5.12 são apresentados os resultados da relação entre o momento último obtido da análise numérica (M_u) e o momento último estimado pela curva de dimensionamento (M_n), obtida através da aplicação do MRD na previsão da resistência última das estacas-prancha em análise.

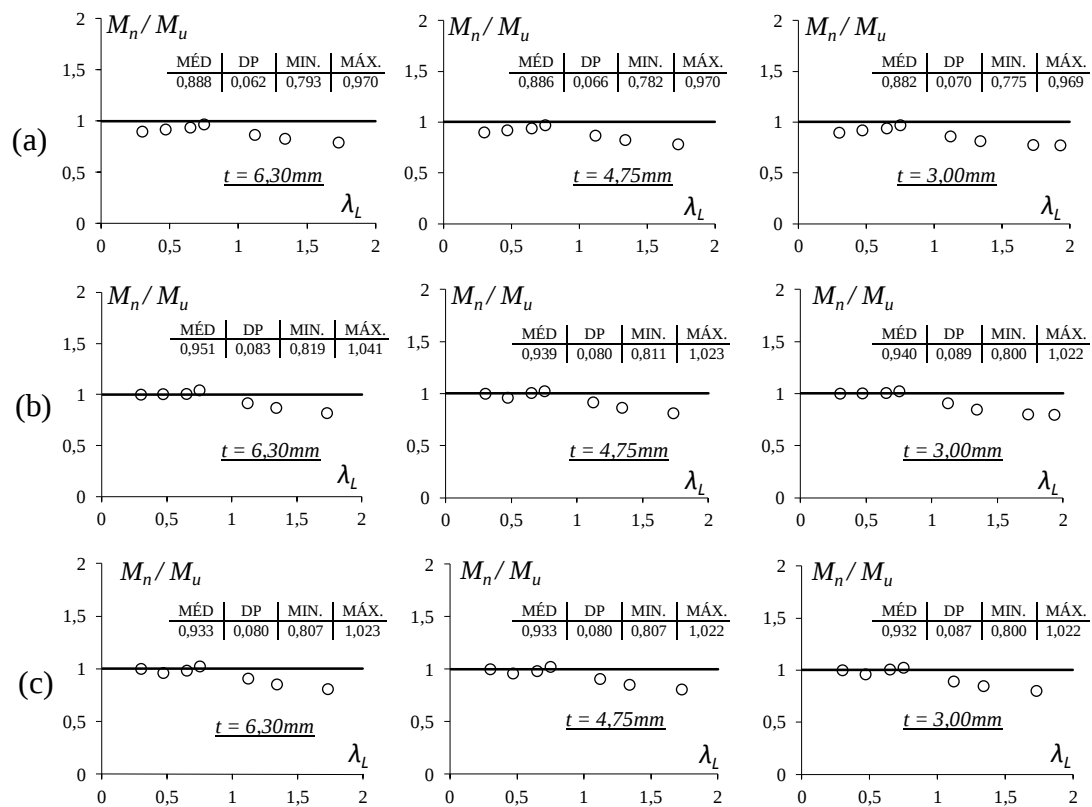


Figura 5.11. Relação M_n/M_u x esbeltez para seção 1, considerando diversas espessuras e carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .

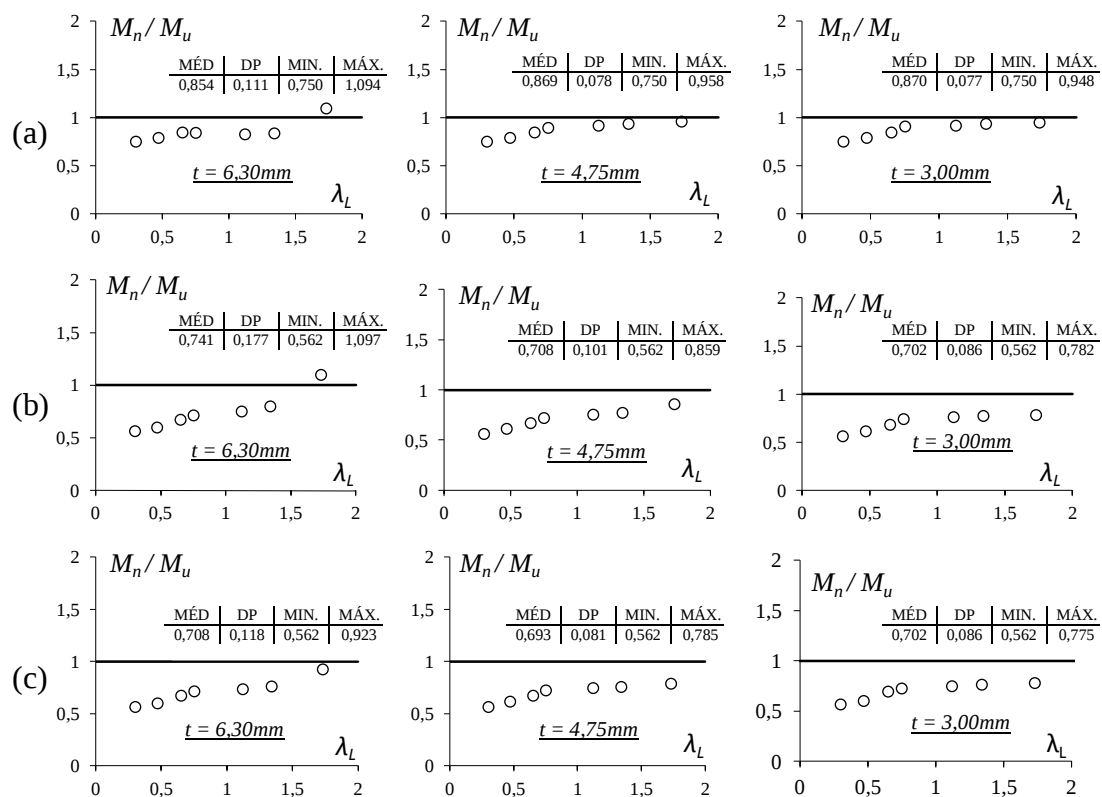


Figura 5.12. Relação M_n/M_u x esbeltez para seção 2, considerando diversas espessuras e carregamentos (a) K_1 , (b) K_2 e (c) K_3 .

A observação dos resultados apresentados nas Figuras 5.9 à 5.12 e nas Tabelas contidas no Anexo B, permitem apresentar os seguintes comentários:

- (i) As Figuras 5.11 e 5.12 ilustram a segurança da estimativa de resistência última obtida via curva MRD – notar que os pontos localizados abaixo da reta $M_n/M_u = 1,0$ representam estimativas a favor da segurança e os pontos localizados acima da reta representam estimativa contra a segurança. Fato semelhante pode ser observado nas figuras 5.9 e 5.10, onde os pontos situados acima da curva obtida via MRD indicam estimativas a favor da segurança;
- (ii) Analisando a seção 1, é perceptível que a resistência última das EP são superestimadas pela curva do MRD para estacas que apresentam esbeltezes com valores de $\lambda_L \geq 1,0$. Já para estacas com esbeltez $\lambda_L < 1,0$, a estimativa obtida via MRD é razoavelmente boa;
- (iii) Já para a seção 2, percebe-se que a estimativa da resistência última obtida via MRD é, na maioria dos casos, conservadora;
- (iv) Analisando os parâmetros estatísticos apresentados nas Figuras 5.11 e 5.12, observa-se uma redução dos valores de máximo (MÁX.) e mínimo (MÍN.) com a diminuição da espessura das seções analisadas. Percebe-se que os valores da média (MÉD) e do desvio padrão (DP) são próximos para os carregamentos K_2 e K_3 , já comparando estes com o carregamento K_1 , observa-se uma pequena discrepância.

6 Conclusões

Estacas-prancha são elementos estruturais que possuem geralmente grande comprimento e na maioria dos casos, são constituídas por seções transversais de paredes finas, conseqüentemente tornando-as deformáveis e susceptíveis ao fenômeno de instabilidade. A escassez de resultados na literatura sobre comportamento de flambagem e pós-flambagem (elástica e elasto-plástica) desta tipologia estrutural, serviu de motivação para a pesquisa, objetivando analisar sua estabilidade seccional e resistência última. Neste âmbito, este estudo teve por objetivo central aprofundar os conhecimentos sobre estabilidade e o comportamento na flambagem e pós-flambagem local de EP, além de verificar a aplicabilidade do Método da Resistência Direta (MRD) no seu dimensionamento.

A fim de avaliar sua eficiência estrutural, o presente trabalho teve por objetivo apresentar um estudo numérico computacional do comportamento estrutural de EP constituídas por perfis metálicos formados a frio considerando (i) carregamentos típicos atuantes em elementos estruturais de fundações, (ii) condições de apoio engastado na base e restrições quanto ao deslocamento lateral, com o intuito de simular a continuidade da parede de estacas-prancha não modelada, formada pela junção de inúmeras estacas adjacentes e (iii) seções transversais sugeridas pela indústria como possíveis soluções para o mercado de estacas-prancha, possuindo diferentes valores de espessuras. Além disso, este estudo avalia a adequação das recomendações do Método da Resistência Direta (MRD) para prever a resistência última das EP analisadas. Para alcançar este objetivo, 27 estacas foram numericamente analisadas na flambagem e 18 na pós-flambagem elástica e elasto-plástica, onde o último grupo em estudo, correspondem a uma combinação de (i) 6 geometrias diferentes e (ii) considerações de várias tensões de escoamento para o aço, escolhidas de modo a obter uma vasta gama de esbeltezes local.

O primeiro passo consistiu na caracterização do comportamento dos modos de flambagem críticos nas EP analisadas, abordados através dos resultados fornecidos pela análise de flambagem utilizando o programa GBTul (BEBIANO *et al.*, 2010ab). Observou-se, para o comprimento analisado, a ocorrência de modos de colapso com flambagem local "pura", devido a possuírem cargas críticas distorcionais e globais de

bifurcação bem superiores à carga crítica de bifurcação local. Prosseguiu-se com a análise via MEF com uso do programa ANSYS (SAS, 2009), sendo o modelo numérico elaborado para realizar análises não-lineares físicas e geométricas, além de confirmar a existência do modo de flambagem local. Os resultados numéricos obtidos (trajetórias de equilíbrio, cargas últimas e configurações deformadas) foram então apresentados, discutidos e comparados. Dentre as várias conclusões obtidas no decurso do presente trabalho, devem-se destacar:

- (i) Analisando as 18 EP tratadas na pós-flambagem elástica, observou-se que todas apresentaram trajetórias de pós-flambagem estável. Destaca-se que a reserva de resistência elástica cresce à medida que a espessura e, conseqüentemente, a rigidez é aumentada e que independente do tipo de carregamento e espessuras utilizadas na comparação, a seção 1 mostra-se com uma reserva de resistência elástica maior que a seção 2;
- (ii) Conforme esperado, os resultados numéricos são influenciados pelas dimensões das seções transversais, concluindo que as cargas de flambagem e pós-flambagem diminuem em função da redução da espessura, independente do tipo de carregamento utilizado na análise;
- (iii) Notou-se o acúmulo de tensões nas regiões que apresentam maior amplitude de deslocamento devido à evolução do modo de flambagem local, gerando o colapso próximo ao apoio engastado, onde ocorreu a plastificação das EP;
- (iv) Para a seção 1, a curva do MRD para previsão da resistência local última de colunas leva a resultados satisfatórios para $\lambda_L < 1,0$ e mostra-se conservadora para $\lambda_L \geq 1,0$, corroborando com SCHAFER (2005), onde conclui-se que sua utilização torna-se superestimada se aplicada à elementos estruturais de esbeltez moderada à alta. Já para a seção 2, assimétrica, percebe-se que a estimativa da resistência última obtida via MRD é, na maioria dos casos, conservadora. Este fato pode ser explicado, pois segundo SCHAFER (2005), o limitado número/geometria das seções pré-qualificadas utilizadas para obtenção das curvas do MRD podem afetar a eficiência do método.

O conjunto de resultados numéricos de pós-flambagem elasto-plástica relatados neste trabalho, serviu para observar a falha das estacas estudadas, porém o número limitado de casos tratados, mostra-se insuficiente para tirar conclusões significativas relativas à concepção de uma curva de dimensionamento para EP falhando no modo de flambagem local.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Os assuntos abordados neste trabalho são relevantes no contexto do comportamento estrutural de estacas-prancha em PFF sujeitas a flambagem local e apesar do estudo apresentado possuir um pequeno número de casos analisados, os resultados alcançados aliados a realização de novas análises, podem confirmar as conclusões obtidas na presente pesquisa ou trazer outros questionamentos pertinentes, contribuindo para a obtenção de curvas de dimensionamento deste tipo de estrutura.

Dessa forma, sugere-se como trabalhos futuros:

- (i) A análise experimental das colunas analisadas numericamente;
- (ii) Análises numéricas envolvendo um maior número de geometrias e comprimentos de estacas;
- (iii) A consideração da interação solo-estrutura nos modelos elaborados;
- (iv) A avaliação da perda de transmissão de esforços cortantes nas interligações entre as estacas-prancha através dos interlocks.

7 Bibliografia

ABNT, 2010. *Norma Brasileira para Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio* (NBR 14762:2010), Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

ADVANTAGE FABRICATED METALS -<http://www.advantagefabricatedmetals.com/press-braking-process.html>. Acesso em 05 de Janeiro de 2017.

AECWEB - www.aecweb.com.br. Acesso em 05 de Janeiro de 2017.

AISI, 2016. *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (NAS), American Iron and Steel Institute, Washington DC.

ANSYS, 2009. *Reference Manual, Swanson Analysis Systems (SAS)*, version 12.0.1

ARCELLORMITTAL - <http://sheetpiling.arcelormittal.com/>. Acesso em 05 de Janeiro de 2017.

ARCELLORMITTAL-BR - <http://www.arcelormittal.com.br>. Acesso em 05 de Janeiro de 2017.

AS/NZS, 2005. *Cold-Formed Steel Structures*, Standards of Australia (SA) and Standards of New Zealand (SNZ), Sydney-Wellington.

AUKEMA, E.J., JOLING, A.G., 1997. “A 3D numerical simulation of oblique bending in a steel sheet pile wall - A quantification of soil influence”. Geotechnical laboratory/Report number: 416, Delft University of Technology.

BASAGLIA C., CAMOTIM D., SILVESTRE N., 2011. “Non-linear GBT formulation for open-section thin-walled members with arbitrary support conditions”, *Computers and Structures*, v.89, pp. 1906-1919

BATISTA, E., RONDAL, J., MAQUOI, R., 1987. “Column Stability of Cold-Formed U and C Sections”. *Proc. of the Int'l Conf. on Steel and Aluminum Structures*. Cardiff, U.K.

BATISTA, E.M., 1988, “*Étude de la stabilité des profils à parois minces et section ouverte de types U et C*”, Tese de doutorado, Collection des publications n° 119, Universidade de Liege, Bélgica.

BATISTA E.M., GHAVAMI K., 2005. “Development of Brazilian steel construction”, *Journal of Constructional Steel Research*, v.61, pp. 1009-1024.

BATISTA E.M., 2010. “Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction”, *Thin-Walled Structures*, v.48, pp. 345-356.

BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., 2010. “*Stability of structures: elastic, inelastic, fracture and damage theories*”. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

BEBIANO R., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2008. “*GBTul – A code for the buckling analysis of cold-formed steel members*”, Proceedings of 19th International Specialty Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction (St. Louis, 14-15/10), R LaBoube, W.-W. Yu (eds.), 61-79.

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2010a. “*GBTUL 1.0 β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*”, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>)

BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D., 2010b. “*Manual user.GBTUL 1.0 β – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members*”, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>)

BRADFORD, A., HANCOCK, G. J., 1984. “*Elastic interaction of local and global buckling in beams*”, Thin-walled Structures, vol. 2, pp. 1-25.

CAMOTIM D., SILVESTRE N., DINIS P.B., 2006. “*Análise numérica de elementos estruturais de aço enformados a frio: desenvolvimentos recentes e perspectivas futuras*”, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, v.3, p.55-100

CAMOTIM, D., DINIS P.B., 2010. “*Local/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel beams*”, Thin-Walled Structures, v.48, pp.771–785.

CAMOTIM D., DINIS P.B., BATISTA E.M., SANTOS E.S., 2012. “*Local distortional-global interaction in lipped channel columns: experimental results, numerical simulations and design considerations*”, Thin-Walled Structures, v.61, pp.2-

CBCA – <http://www.cbca-acobrasil.org.br>. Acesso em 07 de Fevereiro de 2017.

CHILVER, A.H., 1951. “*The Behavior of Thin-Walled Structural Members in Compression*”. Engineering, pp. 281-282.

CHILVER, A.H., 1953. “*The Stability and Strength of Thin-Walled Steel Structures*”. The Engineer, pp. 180-183.

CHINA FORMING MACHINE - <http://www.chinaformingmachine.com>. Acesso em 15 de Janeiro de 2017.

CHINA-SHEET PILING – https://www.china-sheetpiling.com/news/item_2025.html. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.

CHINA-STEEL PILING – <http://www.china-steelpiling.com>. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.

CSSBI – <http://cssbi.ca/products/steel-studs>. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.

DASHOFER - <http://www.construironline.dashofer.pt>. Acesso em 08 de Fevereiro de 2017.

DAT, D.T., 1980. “*The Strength of Cold-Formed Steel Columns*”. Ph.D. Thesis. Cornell University. Ithaca, New York.

DAVIES, J.M., LEACH, P., HEINZ, D., 1994. “*Second-Order Generalised Beam Theory*”. J. of Constructional Steel Research, Elsevier, 31(2-3), pp. 221-242.

DAVIES, J.M., JIANG, C., 1996. “*Design of Thin-Walled Columns for Distortional Buckling*”. Proc. of the 2nd Int’l Conf. on Coupled Instabilities in Metal Structures, Imperial College Press, Liege, Belgium.

DEWOLF, J.T., PEKÖZ, T., WINTER, G., 1974. “*Local and Overall Buckling of Cold-Formed Members*”. J. of the Structural Div., ASCE, 100(ST10), pp. 2017-2036

DHABI-STEEL - <http://www.dhabi-steel.com.br>. Acesso em 08 de Fevereiro de 2017.

DNA - <http://www.dnanacional.com.br/>. Acesso em 08 de Fevereiro de 2017.

DUBINA, D., UNGUREANU, V., 2002. “*Effect of imperfections on numerical simulation of instability behaviour of cold-formed steel members*”. Thin-Walled Structures, v.40, pp. 239-262.

EN 10248-1,1995. EUROCODE, “*Hot rolled sheet piling of non alloy steels – Part 1: Technical delivery conditions*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 10248-2 1995. EUROCODE, “*Hot rolled sheet piling of non alloy steels – Part 2: Tolerances on shape and dimensions*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 10249-1,1995. EUROCODE, “*Cold formed sheet piling of non alloy steels – Part 1: Technical delivery conditions*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 10249-2,1995. EUROCODE, “*Cold formed sheet piling of non alloy steels – Part 2: Tolerances on shape and dimensions*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 12063, 1999. EUROCODE, “*Execution of special geotechnical work. Sheet pile walls*”. Brussels, Belgium: CEN.

EN 1993-5, 2007 EUROCODE 3 – PART 5, “*Piling*”. Brussels, Belgium: CEN.

FANG, H.Y., BREWER, C.E.,1969. “*Field Study of Shear Transfer in Steel Sheet Pile Bulkhead*”. Fritz Laboratory Reports. Paper 366. Lehigh University

GARIFULLIN, M., NACKENHORST, U., 2015. “*Computational Analysis of Cold-Formed Steel Columns with Initial Imperfections*”. Elsevier, 117, pp. 1073-1079.

HANCOCK, G.J., KWON, Y.B., BERNARD, E.S., 1994. "Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling". *Journal Construction*, v.31, pp. 169-186.

HANCOCK, G.J., MURRAY, T.M., ELLIFRITT, D.S., 2001. "*Cold-formed Steel Structures to the AISI Specification*". Marcel Dekker, New York.

HANCOCK, G.J., 2003. "*Cold-formed steel structures*". *Journal of Constructional Steel Research*, v.59, pp.473-487.

HARVEY, J.M., 1953. "*Structural Strength of Thin-Walled Channel Sections*". *Engineering*, pp. 291-293.

HOCKX, J.A.W., 1998. "*Methods to Reduce Oblique Bending in a Steel Sheet Pile Wall, A 3D numerical simulation*". Geotechnical laboratory. Delft University of Technology.

ICSA - [http:// www.icsa.pt](http://www.icsa.pt). Acesso em 10 de Fevereiro de 2017.

KORT, D.A., 2006. "*Interlock friction in steel sheet piling*". Norwegian Geotechnical Institute, Norway.

LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2011. "*DSM design of cold-formed steel columns against distortional failure: numerical investigation on the influence of the cross-section geometry and support conditions*", Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council Pittsburgh, Pennsylvania, May 10-14, 2011

LANDESMANN, A., CAMOTIM, D., 2013. "*On the Direct Strength Method (DSM) design of cold-formed steel columns against distortional failure*", *Thin-walled Structures*, v.67, pp. 168-187.

LI Z., SCHAFER B.W., 2010. "*Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods*". Proceedings of the 20th Int. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, MO. November, 2010

LOUGHLAN, J., 1979. "*Mode Interaction in Lipped Channel Columns under Concentric or Eccentric Loading*". Ph.D. Thesis. University of Strathclyde, Glasgow.

LUNDQUIST, E.E., STOWEL, E.Z., 1943. "*Principles of Moment Distribution Applied to the Stability of Structures Composed of Bars or Plates*". NACA, L-326.

LUZ, M.M.P., 2010. "*Estacas-prancha metálicas: conceitos e aplicações*". *Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil* - Editora Dunas.

METÁLICA - <http://www.metallica.com.br>. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.

MOEN C.D., SCHAFER B.W. 2009a. "*Elastic buckling of cold-formed steel columns and beams with holes*", *Engineering Structures*, 31(12), 2812–2824.

- MOEN C.D., SCHAFER B.W. 2009b. “*Elastic buckling of thin plates with holes in compression or bending*”, *Thin-Walled Structures*, 47(12), 1597–1607.
- MOEN C.D., SCHAFER B.W., 2011. “*Direct Strength Method for Design of ColdFormed Steel Columns with Holes*”, *Journal of Structural Engineering*, v.137, n°5, p. 559-570.
- MULLIGAN, G.P., 1983. “*The Influence of Local Buckling on the Structural Behavior of SinglySymmetric Cold-Formed Steel Columns*”. Ph.D. Thesis. Cornell University. Ithaca, New York.
- PEKÖZ, T., 1977. “*Post-Buckling Interaction of Plate Elements: Progress Report to Swedish Building Research Council*”. Dept. of Structural Eng., Cornell University. Ithaca, New York.
- PILING HANDBOOK - http://sheetpiling.arcelormittal.com/uploads/files/AMCRPS_Piling_%20Handbook_9th_web-3.pdf. Acesso em 15 de Janeiro de 2017.
- PINI – <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/147/artigo287665-2.aspx>. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.
- RANKINE, W.J., 1857. “*On the Stability of Loose Earth*”. *Phil. Trans. R. Soc. Lond.* 147, p.p. 9-27.
- REIS, A., CAMOTIM, D., 2001. “*Estabilidade e dimensionamento de estruturas*”. McGraw-Hill.
- RHODES, J., HARVEY, J.M., 1977. “*Interaction Behaviour of Plain Channel Columns under Concentric or Eccentric Loading*”. *Proc. of the 2nd Int’l. Colloquim on the Stability of Steel Structures*. ECCS, Liege, pp. 439-444.
- RHODES, J., LOUGHLAN, J., 1980. “*Simple Design Analysis of Lipped Channel Columns*”. 5th Int’l. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures. University of Missouri-Rolla, St. Louis, Missouri.
- SCHAFER, B.W., PEKÖZ, T., 1997. “*The behavior and design of longitudinally stiffened thin-walled compression elements*”. *Thin-Walled Structures*, v.27(1), pp. 65-78.
- SCHAFER, B.W., PEKÖZ, T., 1998. “*Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions*”. Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. St. Louis, Missouri, October 15-16.
- SCHAFER, B.W., HANCOCK, G., 2000. “*Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Columns*”. Final Report to the American Iron and Steel Institute (AISI).
- SCHAFER, B.W., 2002. “*Local, Distortional, and Euler buckling of thin-walled columns*”. *Journal of Structural Engineering*, v.128(3), pp. 289-299.

SCHAFER B.W., 2002. "*Progress on the direct strength method* ", 16th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures (Orlando, 17-18/10), 647-662

SCHAFER B.W., 2003. "*Cold-formed steel design by the direct strength method: bye-bye effective width*", SSRC Annual Technical Session & Meeting (Baltimore, 2-5/4), p. 357-377

SCHAFER B.W., 2003. "*Advances in the direct strength design of thin-walled members*", Advances in Structures (Asscca'03 - Sydney, 23-25/6),

SCHAFER, B.W., ÁDÁNY, S., 2005. "*Understanding and classifying local, distortional and global buckling in open thin-walled members*". Tech. Session and Mtg., Structural Stability Research Council. Montreal, Canada.

SCHAFER B.W., 2005. "*Direct Strength Method (DSM) Design Guide, American Iron and Steel Institute (AISI)*". Design Guide CF06-1, Washington DC.

SCHAFER B.W., 2006. "*Review: the direct strength method of cold-formed steel member design*", International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS 2006 - Lisboa, 6-8/9), p. 49-65

SCHAFER B.W., 2006. "*Designing cold-formed steel using the direct strength method*", 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures (Orlando, 26-27/10), p. 475-489.

SCHAFER B.W., 2006. "*Developments and Progress in the Direct Strength Method of Cold-Formed Steel Member Design*", International Symposium on Innovative Design of Steel Structures (Hong Kong, 10/11), B. Young (ed.), p. 43-62.

SCHAFER, B.W., 2008. "*Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design*", Journal of Constructional Steel Research, v.64, pp.766-778.

SCHARDT, R., 1989. "*Verallgemeinerte Technische Biegetheorie*". Springer-Verlag, Germany.

SCHARDT, R., 1994. "*Generalized Beam Theory - An Adequate Method for Coupled Stability Problems*". Thin-Walled Structures, Elsevier, 19(2-4), pp. 161-180.

SCHMITT, 1998. "*Bending behaviour of double U sheet piles*". International Sheet Piling Company, ProfilARBED - Luxembourg.

SEEKPART - <http://www.seekpart.com/>. Acesso em 06 de Fevereiro de 2017.

SELLMEIJER, J.B., COOLS, P.A.E., DECKER, J., POST, W.J., 1993. "*Hydraulic resistance of steel sheet pile joints*". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121. N° 2.

SHARP, M.L., 1966. "*Longitudinal Stiffeners for Compression Members*". Journal of the Structural Div., ASCE, 92(ST5), pp. 187-211.

SILVESTRE, N., CAMOTIM, D., 2006. “*Local-plate and distortional post-buckling behavior of cold-formed steel lipped channel columns with intermediate stiffeners*”. Journal of Structural Engineering, v.132(4), pp. 529-540.

SVENSSON, S.E., CROLL, J.G.A., 1975. “*Interaction between local and overall buckling*”. Int. Journ. Mech. Phys. Solids, 17, pp. 307-321.

THOMASSON, P., 1978. “*Thin-walled C-shaped Panels in Axial Compression*”. Swedish Council for Building Research. Stockholm, Suécia.

THORESEN, C. A., 1988. “*Port Design – Guidelines and Recommendations*”, Tapir Publishers.

TIMOSHENKO S., GERE J., 1961. “*Theory of elastic stability*”. USA: McGraw-Hill; New York.

TRAHAIR, N.S., 1993. “*Flexural-Torsional Buckling of Structures (New Directions in Civil Engineering)*”. CRC Press.

URBANA-PINI – <http://www.infraestruturaurbana.pini.com.br>. Acesso em 20 de Fevereiro de 2017.

US839608, 1906. N° 839603 patentado em 25 de Dezembro, LARSEN, T., SHEET FILING. <https://www.google.ch/patents/US839608>. Acesso em 09 de Fevereiro de 2017.

USAMI, S., HIGASHI, E., KONO, K., 2010. “*Development of “J pocket pile” Steel Sheet Pile with Grooved Joints and Application to Cut-Off Wall at Waste Disposal Sites*”. JFE GIHO N°. 26 ,pp. 17–23.

USS – United States Steel – Steel Sheet Piling Design Manual, 1984. U. S. Department of Transportation.

VAN DER NEUT A., 1969. “*The interaction of local buckling and column failure of thin-walled compression members*”. International Union of Theoretical and Applied Mechanics. Springer, Berlin, Heidelberg

WENG, C., 1987. “*Flexural Buckling of Cold-Formed Steel Columns*”. Ph.D. Thesis. Cornell University. Ithaca, New York.

WINTER, G., 1940. “*Tests on Light Studs of Cold-Formed Steel*”. Third Progress Report. Cornell University.

WINTER, G., 1943. “*Tests on Light Studs of Cold-Formed Steel*”. Second Summary Report. Cornell University.

WINTER, G., 1949. “*Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members*”. Research, Engineering Structures Supplement, Colston Papers, vol. II, pp. 179, Londres.

YU, C., SCHAFER, B.W.,2005. “*Distortional buckling of cold-formed steel members in bending*”, Final Report, American Iron and Steel Institute, Maryland.

ZARAS, J., RHODES, J., 1988. “*Carefully Controlled Compression Tests on Thin-Walled ColdFormed Sections*”. Applied Solid Mechanics, Elsevier, 2, pp. 519-551.

ZIEMIAN, R.D., 2010. “*Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*”. 6th Edition, John Wiley & Sons, New York.

APÊNDICE A

Resultados das análises numéricas para estacas-prancha

O objetivo deste Apêndice é resumir os resultados das análises numéricas obtidos via MEF - ANSYS (SAS, 2009). As Tabelas A.1 à A.6, apresentam (i) espessura t , (ii) tensões de escoamento dos aços considerados (f_y), (iii) momento de escoamento (M_y), (iv) valores de esbeltez (λ), (v) os momentos de falha (M_u) e seus valores limites de $|\delta|/t$ associados, denotados por $(|\delta|/t)_{\text{lim}}$, e (vi) valores das relações M_u/M_{cr} e M_u/M_y .

Tabela A.1 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K_1 .

CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f_y (kN/cm ²)	M_y (kN.cm)	λ_L	M_u (kN.cm)	$(\delta /t)_{lim}$	M_u/M_{cr}	M_u/M_y
	6,30	7,8	2993,9	0,30	3310,9	0,15	0,10	1,11
		19,3	7351,2	0,47	8018,5	0,18	0,24	1,09
		36,8	14064,6	0,65	14890,3	0,10	0,45	1,06
		49,0	18723,6	0,75	19312,5	0,03	0,58	1,03
		109,4	41758,6	1,12	37810,1	1,06	1,14	0,91
		156,5	59779,5	1,34	50294,7	1,42	1,51	0,84
		261,0	99640,1	1,73	73323,0	1,82	2,20	0,74
	4,75	4,5	1301,3	0,30	1437,6	0,12	0,10	1,10
		11,1	3195,6	0,47	3482,7	0,14	0,24	1,09
		21,2	6114,8	0,65	6465,9	0,04	0,45	1,06
		28,3	8141,5	0,75	8383,8	0,08	0,58	1,03
		63,1	18160,1	1,12	16516,5	1,14	1,14	0,91
		90,3	25996,5	1,34	22077,5	1,43	1,53	0,85
		150,5	43330,3	1,73	32228,0	1,63	2,23	0,74
	3,00	1,8	330,9	0,30	365,0	0,08	0,10	1,10
		4,5	814,6	0,47	886,0	0,04	0,24	1,09
		8,6	1560,0	0,65	1646,7	0,05	0,45	1,06
		11,4	2076,4	0,75	2135,4	0,18	0,58	1,03
		25,5	4631,0	1,12	4234,5	1,31	1,15	0,91
		36,5	6629,2	1,34	5680,6	1,70	1,54	0,86
		60,8	11051,0	1,73	8316,1	1,91	2,25	0,75

Tabela A.2 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K₂.

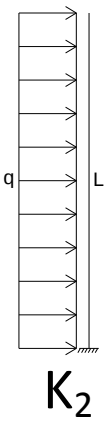
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	M _y (kN.cm)	λ _L	M _u (kN.cm)	(δ /t) _{lim}	M _u /M _{cr}	M _u /M _y
 K₂	6,30	7,9	3013,0	0,30	3111,9	0,01	0,09	1,03
		19,4	7400,8	0,47	7545,4	0,06	0,23	1,02
		37,1	14156,3	0,65	14021,6	0,26	0,42	0,99
		49,4	18845,8	0,75	18237,1	0,29	0,54	0,97
		110,1	42033,5	1,12	36046,7	1,25	1,08	0,86
		157,6	60169,0	1,34	48395,1	1,65	1,44	0,80
		262,6	100289,3	1,73	71513,6	2,02	2,13	0,71
	4,75	4,6	1309,9	0,30	1351,3	0,00	0,09	1,03
		11,2	3218,6	0,47	3280,7	0,09	0,23	1,02
		21,4	6158,0	0,65	6109,2	0,24	0,42	0,99
		28,5	8199,1	0,75	7946,4	0,27	0,55	0,97
		63,5	18286,8	1,12	15737,8	1,20	1,08	0,86
		90,9	26175,0	1,34	21159,6	1,57	1,45	0,81
		151,6	43632,6	1,73	31297,7	1,88	2,15	0,72
	3,00	1,8	334,5	0,30	344,2	0,09	0,09	1,03
		4,5	820,0	0,47	836,3	0,13	0,22	1,02
		8,6	1570,9	0,65	1571,3	0,16	0,42	1,00
		11,5	2090,9	0,75	2053,1	0,25	0,55	0,98
		25,7	4665,5	1,12	4057,1	1,38	1,09	0,87
		36,7	6678,2	1,34	5491,1	1,60	1,48	0,82
		61,2	11132,8	1,73	8122,7	1,64	2,18	0,73

Tabela A.3 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K₃.

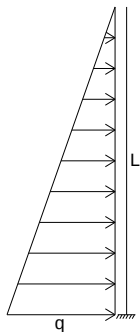
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	M _y (kN.cm)	λ _L	M _u (kN.cm)	(δ /t) _{lim}	M _u /M _{cr}	M _u /M _y
 K₃	6,30	8,6	3272,7	0,30	3313,0	0,18	0,09	1,04
		21,1	8038,6	0,47	8314,7	0,04	0,23	1,03
		40,3	15374,5	0,65	15491,5	0,12	0,43	1,01
		53,6	20468,8	0,75	20053,7	0,19	0,55	0,98
		119,5	45649,9	1,12	39843,2	1,11	1,09	0,87
		171,1	65347,3	1,34	53407,0	1,38	1,47	0,82
		285,2	108919,8	1,73	78576,5	1,73	2,16	0,72
	4,75	5,0	1425,1	0,30	1413,4	1,37	0,09	1,03
		12,1	3495,0	0,47	3576,9	0,06	0,23	1,02
		23,2	6687,7	0,65	6748,9	0,11	0,43	1,01
		30,9	8904,4	0,75	8661,0	0,23	0,55	0,97
		69,0	19861,5	1,12	17300,2	1,22	1,09	0,87
		98,8	28429,1	1,34	23266,4	1,49	1,47	0,82
		164,6	47386,7	1,73	34271,0	1,87	2,16	0,72
	3,00	2,0	363,6	0,30	376,1	0,061	0,09	1,03
		4,9	892,7	0,47	911,9	0,134	0,22	1,02
		9,4	1709,1	0,65	1709,0	0,182	0,42	1,00
		12,5	2276,4	0,75	2239,1	0,205	0,55	0,98
		27,9	5076,4	1,12	4478,8	1,009	1,11	0,88
		40,0	7267,3	1,34	6002,6	1,362	1,48	0,83
		66,6	12112,8	1,73	8815,5	1,633	2,18	0,73

Tabela A.4 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K_1 .

CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f_y (kN/cm ²)	M_y (kN.cm)	λ_L	M_u (kN.cm)	$(\delta /t)_{lim}$	M_u/M_{cr}	M_u/M_y
	6,30	25,1	5586,1	0,30	7462,0	0,17	0,12	1,34
		61,5	13710,0	0,47	17681,2	0,13	0,28	1,29
		117,6	26222,6	0,65	31270,1	0,17	0,50	1,19
		156,6	34912,9	0,75	38932,7	0,48	0,63	1,12
		349,1	77858,2	1,12	67364,4	0,81	1,09	0,87
		499,8	111450,9	1,34	83136,3	1,29	1,34	0,75
		833,0	185767,9	1,73	85737,0	1,00	1,38	0,46
	4,75	14,5	2441,2	0,30	3253,2	0,12	0,12	1,33
		35,6	5992,2	0,47	7708,9	0,08	0,28	1,29
		68,2	11461,4	0,65	13623,6	0,34	0,50	1,19
		90,8	15257,8	0,75	16959,7	0,47	0,63	1,11
		202,4	34027,8	1,12	29327,8	0,95	1,08	0,86
		289,7	48710,6	1,34	36416,3	1,44	1,34	0,75
		482,9	81190,0	1,73	49255,9	1,96	1,82	0,61
	3,00	5,9	625,5	0,30	831,7	0,07	0,12	1,33
		14,5	1535,5	0,47	1971,5	0,02	0,28	1,28
		27,7	2936,2	0,65	3475,6	0,29	0,50	1,18
		36,8	3909,9	0,75	4328,8	0,53	0,62	1,11
		82,1	8719,3	1,12	7478,1	1,12	1,08	0,86
		117,5	12480,5	1,34	9297,9	1,45	1,34	0,74
		195,9	20803,7	1,73	12779,8	2,08	1,84	0,61

Tabela A.5 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K₂.

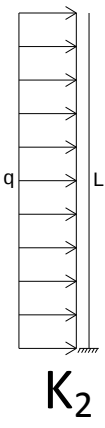
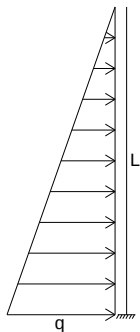
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	M _y (kN.cm)	λ _L	M _u (kN.cm)	(δ /t) _{lim}	M _u /M _{cr}	M _u /M _y
 K₂	6,30	34,7	7729,2	0,30	13475,4	0,20	0,16	1,74
		85,1	18975,1	0,47	31496,8	0,17	0,37	1,66
		162,8	36293,3	0,65	54464,3	0,07	0,63	1,50
		216,7	48319,6	0,75	67670,9	0,44	0,79	1,40
		483,2	107753,6	1,12	112969,5	1,10	1,32	1,05
		691,7	154244,6	1,34	134694,1	1,20	1,57	0,87
		1153,0	257094,5	1,73	136609,7	1,13	1,59	0,53
	4,75	20,0	3367,6	0,30	5851,4	0,18	0,16	1,74
		49,2	8268,6	0,47	13659,5	0,12	0,36	1,65
		94,1	15814,3	0,65	23534,5	0,13	0,63	1,49
		125,2	21054,9	0,75	29144,2	0,38	0,78	1,38
		279,3	46953,7	1,12	48999,1	1,27	1,31	1,04
		399,8	67213,3	1,34	60696,7	1,64	1,62	0,90
		666,3	112030,1	1,73	75969,2	1,65	2,03	0,68
	3,00	8,0	853,8	0,30	1476,17	0,11	0,16	1,73
		19,8	2097,3	0,47	3438,70	0,04	0,36	1,64
		37,8	4010,8	0,65	5873,16	0,22	0,62	1,46
		50,3	5340,3	0,75	7232,35	0,39	0,76	1,35
		112,2	11910,3	1,12	12324,22	1,31	1,30	1,03
		160,6	17049,9	1,34	15374,18	1,72	1,62	0,90
		267,6	28418,6	1,73	21140,80	2,20	2,23	0,74

Tabela A.6 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K₃.

CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	M _y (kN.cm)	λ _L	M _u (kN.cm)	(δ /t) _{lim}	M _u /M _{cr}	M _u /M _y
 K₃	6,30	36,2	8079,3	0,30	14150,0	0,27	0,16	1,75
		88,9	19831,4	0,47	33026,2	0,26	0,37	1,67
		170,1	37932,3	0,65	57400,0	0,07	0,64	1,51
		226,5	50502,8	0,75	71337,2	0,13	0,79	1,41
		505,0	112623,9	1,12	120840,6	1,02	1,35	1,07
		722,9	161215,6	1,34	148242,8	1,32	1,65	0,92
		1205,0	268715,0	1,73	169360,0	1,29	1,89	0,63
	4,75	20,9	3505,5	0,30	6106,45	0,20	0,16	1,74
		51,2	8604,9	0,47	14202,53	0,18	0,36	1,65
		97,9	16459,9	0,65	24508,77	0,01	0,63	1,49
		130,3	21914,1	0,75	30335,88	0,20	0,78	1,38
		290,7	48868,7	1,12	52006,48	1,05	1,33	1,06
		416,1	69953,8	1,34	64516,24	1,41	1,66	0,92
		693,5	116599,8	1,73	86469,69	1,91	2,22	0,74
	3,00	8,3	880,3	0,30	1543,5	0,17	0,16	1,75
		20,4	2161,0	0,47	3625,1	0,16	0,37	1,68
		38,9	4132,9	0,65	5486,9	0,10	0,56	1,39
		51,8	5502,8	0,75	7631,7	0,05	0,78	1,38
		115,6	12273,4	1,12	12973,1	1,03	1,33	1,06
		165,4	17568,1	1,34	16188,2	1,44	1,65	0,92
		275,8	29283,0	1,73	22058,8	1,61	2,25	0,75

APÊNDICE B

Dados sobre dimensionamento de estacas-prancha utilizando o MRD

O objetivo deste Apêndice é resumir os resultados de resistência última obtidos das análises numéricas via MEF - ANSYS (SAS, 2009) e as correspondentes estimativas utilizando as equações para elementos sob flexão e flambagem local via MRD, calculadas durante esta investigação. As Tabelas B.7 à B.12, apresentam (i) espessura t , (ii) tensões de escoamento dos aços considerados (f_y), (iii) valores de esbeltez (λ_L), (iv) os momentos de falha (M_u) obtidos via ANSYS (SAS, 2009), (v) as estimativas do momento de falha (M_n) obtidos via MRD e (vi) valores das relações M_n/M_u e M_n/M_y .

Tabela B.7 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K_1 .

CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f_y (kN/cm ²)	λ_L	M_u/M_{Lu}	M_u/M_{Ly}
	6,30	7,8	0,30	0,90	1,00
		19,3	0,47	0,92	1,00
		36,8	0,65	0,94	1,00
		49,0	0,75	0,97	1,00
		109,4	1,12	0,87	0,79
		156,5	1,34	0,83	0,70
		260,9	1,73	0,79	0,58
	4,75	4,5	0,30	0,90	1,00
		11,1	0,47	0,92	1,00
		21,2	0,65	0,94	1,00
		28,3	0,75	0,97	1,00
		63,1	1,12	0,87	0,79
		90,3	1,34	0,82	0,70
		150,5	1,73	0,78	0,58
	3,00	1,8	0,30	0,90	1,00
		4,5	0,47	0,92	1,00
		8,6	0,65	0,94	1,00
		11,4	0,75	0,97	1,00
		25,5	1,12	0,86	0,79
		36,5	1,34	0,81	0,70
		60,8	1,73	0,77	0,58

Tabela B.8 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K₂.

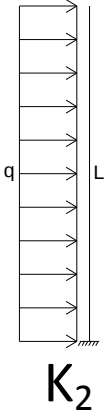
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	λ _L	M _n /M _u	M _n /M _y
 K ₂	6,30	7,9	0,30	1,00	1,00
		19,4	0,47	1,00	1,00
		37,1	0,65	1,01	1,00
		49,4	0,75	1,04	1,00
		110,1	1,12	0,92	0,79
		157,6	1,34	0,87	0,70
		262,6	1,73	0,82	0,58
	4,75	4,6	0,30	1,00	1,00
		11,2	0,47	0,96	1,00
		21,4	0,65	1,01	1,00
		28,5	0,75	1,02	1,00
		63,5	1,12	0,92	0,79
		90,9	1,34	0,86	0,70
		151,6	1,73	0,81	0,58
	3,00	1,8	0,30	1,03	1,00
		4,5	0,47	1,02	1,00
		8,6	0,65	1,00	1,00
		11,5	0,75	0,98	1,00
		25,7	1,12	0,87	0,79
		36,7	1,34	0,82	0,70
		61,2	1,73	0,73	0,58

Tabela B.9 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 1, utilizando o carregamento K₃.

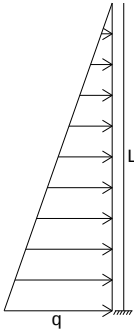
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	λ _L	M _n /M _u	M _n /M _y
 K₃	6,30	8,6	0,30	1,00	1,00
		21,1	0,47	0,96	1,00
		40,3	0,65	0,98	1,00
		53,6	0,75	1,02	1,00
		119,5	1,12	0,91	0,79
		171,1	1,34	0,85	0,70
		285,2	1,73	0,81	0,58
	4,75	5,0	0,30	1,00	1,00
		12,1	0,47	0,96	1,00
		23,2	0,65	0,98	1,00
		30,9	0,75	1,02	1,00
		69,0	1,12	0,91	0,79
		98,8	1,34	0,85	0,70
		164,6	1,73	0,81	0,58
	3,00	2,0	0,30	1,00	1,00
		4,9	0,47	0,96	1,00
		9,4	0,65	1,01	1,00
		12,5	0,75	1,02	1,00
		27,9	1,12	0,89	0,79
		40,0	1,34	0,85	0,70
		66,6	1,73	0,80	0,58

Tabela B.10 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K_1 .

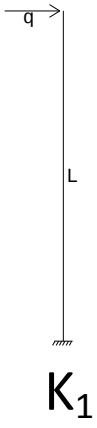
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f_y (kN/cm ²)	λ_L	M_n/M_u	M_n/M_y
	6,30	25,1	0,30	0,75	1,00
		61,5	0,47	0,79	1,00
		117,6	0,65	0,84	1,00
		156,6	0,75	0,84	0,94
		349,1	1,12	0,83	0,72
		499,8	1,34	0,84	0,62
		833,0	1,73	1,09	0,50
	4,75	14,5	0,30	0,75	1,00
		35,6	0,47	0,79	1,00
		68,2	0,65	0,84	1,00
		90,8	0,75	0,89	1,00
		202,4	1,12	0,92	0,79
		289,7	1,34	0,93	0,70
		482,9	1,73	0,96	0,58
	3,00	5,9	0,30	0,75	1,00
		14,5	0,47	0,79	1,00
		27,7	0,65	0,84	1,00
		36,8	0,75	0,91	1,00
		82,1	1,12	0,92	0,79
		117,5	1,34	0,93	0,70
		196,0	1,73	0,95	0,58

Tabela B.11 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K₂.

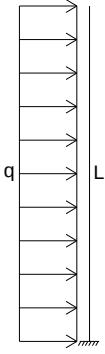
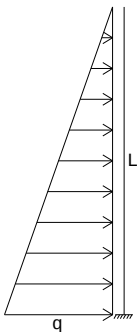
CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	λ _L	M _n /M _u	M _n /M _y
 K₂	6,30	34,7	0,30	0,56	1,00
		85,1	0,47	0,60	1,00
		162,8	0,65	0,67	1,00
		216,7	0,75	0,71	1,00
		483,2	1,12	0,75	0,79
		691,7	1,34	0,80	0,70
		1153,0	1,73	1,10	0,58
	4,75	20,0	0,30	0,56	1,00
		49,2	0,47	0,61	1,00
		94,1	0,65	0,67	1,00
		125,2	0,75	0,72	1,00
		279,3	1,12	0,75	0,79
		399,8	1,34	0,77	0,70
		666,3	1,73	0,86	0,58
	3,00	8,0	0,30	0,56	1,00
		19,8	0,47	0,61	1,00
		37,8	0,65	0,68	1,00
		50,3	0,75	0,74	1,00
		112,2	1,12	0,76	0,79
		160,6	1,34	0,77	0,70
		267,6	1,73	0,78	0,58

Tabela B.12 – Cargas últimas obtidas na análise de pós-flambagem elasto-plástica para a seção 2, utilizando o carregamento K₃.

CASO DE CARREGAMENTO	t (mm)	f _y (kN/cm ²)	λ _L	M _n /M _u	M _n /M _y
 K₃	6,30	36,2	0,30	0,56	1,00
		88,9	0,47	0,60	1,00
		170,1	0,65	0,67	1,00
		226,5	0,75	0,71	1,00
		505,0	1,12	0,73	0,79
		723,0	1,34	0,76	0,70
		1205,0	1,73	0,92	0,58
	4,75	20,9	0,30	0,56	1,00
		51,2	0,47	0,61	1,00
		98,0	0,65	0,67	1,00
		130,3	0,75	0,72	1,00
		290,7	1,12	0,74	0,79
		416,1	1,34	0,75	0,70
		693,5	1,73	0,79	0,58
	3,00	8,3	0,30	0,56	1,00
		20,4	0,47	0,60	1,00
		39,0	0,65	0,75	1,00
		51,8	0,75	0,72	1,00
		115,6	1,12	0,74	0,79
		165,4	1,34	0,76	0,70
		275,8	1,73	0,77	0,58