

Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos

ALOMIR HÉLIO FÁVERO NETO

Terças em perfis de aço formados a frio com
continuidade nos apoios: ênfase ao estudo das
ligações de alma parafusadas com transpasse ou luva

São Carlos
2013

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ALOMIR HÉLIO FÁVERO NETO**.

Título da dissertação: "Terças em perfis de aço formados a frio com continuidade nos apoios: ênfase ao estudo das ligações de alma parafusadas com transpasse ou luva".

Data da defesa: 19/11/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Associado **Maximiliano Malite (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Associado **Jorge Munaiar Neto**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Francisco Carlos Rodrigues**
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

ALOMIR HÉLIO FÁVERO NETO

Terças em perfis de aço formados a frio com
continuidade nos apoios: ênfase ao estudo das
ligações de alma parafusadas com transpasse ou luva

(VERSÃO CORRIGIDA)

O exemplar de defesa encontra-se disponível no serviço de Pós-Graduação da EESC

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade
de São Paulo, como parte dos requisitos
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia de
Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Maximiliano Malite

São Carlos
2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

F273t Fávero Neto, Alomir Hélio
Terças em perfis de aço formados a frio com
continuidade nos apoios: ênfase ao estudo das ligações
de alma parafusadas com transpasse ou luva / Alomir
Hélio Fávero Neto; orientador Maximiliano Malite. São
Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. estruturas de aço. 2. terças de aço formadas a
frio. 3. continuidade. 4. ligações parafusadas. I.
Título.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, Pai, Filho e Espírito Santo pela caminhada sempre certa e segura que me proporciona.

A meu querido pai, Alomir, que não me deixa esmorecer nos meus objetivos e me orienta sempre em direção ao caminho correto na vida. Meu maior incentivador e entusiasta, sem ele não estaria aqui hoje.

Ao meu orientador, Professor Maximiliano Malite pela orientação, apoio, amizade, pelos ensinamentos que me proporcionou desde o tempo de graduação e principalmente por acreditar em mim.

Ao meu coorientador, Professor Luiz Vieira, que além da orientação acadêmica, me concedeu a honra de me tornar seu amigo. Agradeço do fundo do meu coração todas as oportunidades e a ajuda inestimável que me deu, mesmo antes de me conhecer. Meu sincero muito obrigado!

À minha mãe, pelo apoio que sempre me deu e com quem posso sempre recorrer nas dificuldades.

Aos meus avós, pelo carinho e pelo exemplo de vida e superação que são.

Aos meus colegas do IPT pelo excelente ambiente de trabalho que me proporcionam, pela paciência e pelo apoio à conclusão deste trabalho.

Ao meu tio, Dr. Daniel Ovigli, pela amizade por toda a vida, orientações, pela paciência e disposição em sempre me ouvir e ajudar.

À minha querida Eliana Nakano, por me ajudar, incentivar e me fazer muito feliz. Sua presença sempre reconfortante e amizade me ajudaram e continuarão ajudando em todos os momentos felizes e conquistas de minha vida.

Aos meus “amigos de mestrado” Camilo, Diego, Dione, Elias, Hugo, Laís, Sergio e Steve. Pessoas maravilhosas que encontrei pelo caminho e que serão sempre queridas.

À Modular Sistema Construtivo pelo apoio à pesquisa e pelo fornecimento de todos os protótipos para as análises experimentais.

Aos meus amigos Andrew Saunders, Brian Dube, Felipe Watanabe, Fernando Cota, Fernando Daré, Jean Batista, Leandro Rasmussen, Leonardo Hermoso, Leonardo Lago, Luiz Humberto, Isabela Bernardo, Ivan Moroz, Patrick Daniele, Paulo Hermoso, Rafael Simon e Vanessa Bertacini pela amizade e pela força que me deram ao longo da dissertação e de nosso convívio.

Aos demais amigos, colegas, parentes e a todas as pessoas que fizeram parte dessa caminhada e que me incentivam e me proporcionam momentos de alegria e motivação.

À CAPES e ao CNPq pelas bolsas concedidas.

Por fim, mas não menos importante, a todos os meus professores que durante minha vida ajudaram a formar a base à qual se alicerçam todas as minhas realizações: o conhecimento. Sem vocês não teria chegado até aqui. Agradecimento especial aos professores André Beck, José Carlos Cintra, José Samuel Giongo, Marcos Manso, e Rodrigo Porto.

Igualmente à Universidade de São Paulo, e em especial à Escola de Engenharia de São Carlos, pela minha formação profissional, por me proporcionar tantas oportunidades e expandir as fronteiras da minha vida.

RESUMO

FÁVERO NETO, A. H. **Terças de aço formadas a frio com continuidade nos apoios: ênfase ao estudo das ligações de alma parafusadas com transpasse ou luva.** 2013. 93 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

Terças de aço formadas a frio são muito utilizadas em sistemas de cobertura e fechamento. Para conferir continuidade entre tramos adjacentes e possibilitar um melhor aproveitamento de material, são empregadas ligações parafusadas por transpasse e com luva. O comportamento estrutural dessas ligações é muito dependente da sua configuração geométrica e do nível de carregamento. Com base em uma série de nove experimentos e análises teóricas, o comportamento estrutural dessas ligações foi investigado no tocante aos esforços resistentes e à rigidez. Observou-se que o modo de falha tem sempre uma componente distorcional significativa e uma resistência menor que a prevista pela metodologia atual de projeto. No caso do momento fletor resistente, a distribuição de tensões de flexão oblíqua é a que melhor se aproxima do comportamento real das terças, sendo possível a partir de uma análise de estabilidade elástica considerando tal comportamento, e, baseado no método da resistência direta e na curva de dimensionamento do modo distorcional, obter uma previsão segura do momento fletor resistente. Além disso, a rigidez da ligação, com relação aos deslocamentos verticais é bastante dependente do tipo de ligação, sendo que as terças com ligações por luva são mais deformáveis que terças sem ligações. Por outro lado, terças com ligações por transpasse são menos deformáveis que terças fisicamente contínuas. As parcelas de rigidez da ligação são apresentadas, e a componente de deformação do furo é a mais significativa. Uma expressão para deduzir a rigidez rotacional da ligação é apresentada, juntamente com um modelo de barras para modelagem da ligação. Os resultados teóricos se ajustam muito bem aos experimentais. Conclui-se em linhas gerais, que as ligações por transpasse podem ser consideradas plenamente satisfatórias do ponto de vista de comportamento estrutural, sendo que terças com essas ligações são mais resistentes e rígidas que terças com continuidade física. O mesmo não ocorre nas terças com ligações por luva, porém, dada a limitação no número de ensaios, tais ligações carecem mais estudos.

Palavras chave: estruturas de aço – terças de aço formadas a frio – continuidade – ligações parafusadas.

ABSTRACT

FÁVERO NETO, A. H. **Continuous cold-formed steel purlins over internal supports: emphasis on the study of overlapped and sleeved bolted connections.** 2013. 93 p. M.Sc. Thesis – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2013.

Cold-formed steel purlins are widely used in roofs and wall systems. The continuity of long runs of cold-formed steel purlins is guaranteed by sleeve and overlap bolted connections, which allows a better load distribution and material savings. The structural behavior of these connections is highly dependent on their geometric configuration and load level. The strength and stiffness of these connections were determined through a series of nine experiments, numerical and analytical analysis. Results have shown that distortional buckling has a major contribution on the stability analysis of the cold-formed steel purlin. To safely determine the flexural strength of the purlin, one must consider unrestrained bending stress distribution and distortional buckling. The connection type influences the rigidity of the purlin thus the vertical displacement. Purlins with overlapped connections are stiffer than physically continuous ones, although purlins with sleeved connections are not. The bearing deformation at the connection region is responsible for a reduction in the system stiffness. To account for the change in stiffness and determine the vertical displacement, an expression for the bearing stiffness and a beam model are proposed. The results of this model show good agreement with experimental data. The general conclusion of this research is: overlapped bolted connections enhance the structural response of the purlins when compared to physically continuous ones. The same does not hold true for purlins with sleeved connections.

Keywords: steel structures – cold-formed steel purlins – continuity – bolted connections.

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
ANSI	American National Standards Institute
APDL	ANSYS Parametric Design Language
ASTM	American Society for Testing and Materials
CUFSM	Cornell University Finite Stripe Method
DSM	Direct Strength Method
ECS	European Committee for Standardization
EF	Elementos Finitos
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FF	Faixas Finitas
FLA	Flambagem Local de Alma
FLM	Flambagem Local de Mesa
FLT	Flambagem Lateral com Torção
FO	Flexão Oblíqua
FR	Fully Restrained
FS	Flexão Simples
GBT	Generalized Beam Theory
ISO	International Standardization Organization
MRD	Método da Resistência Direta
MRE	Método da Rigidez Equivalente
MRR	Método da Rigidez Rotacional
PR	Partially Restrained

PTV Princípio dos Trabalhos Virtuais

SS Simply Supported

WC Web Crippling

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	5
RESUMO	7
ABSTRACT	8
LISTA DE SIGLAS	9
1 Introdução	13
1.1 O problema apresentado.....	16
1.2 Objetivos do trabalho.....	18
1.3 Metodologia geral.....	18
1.4 Estrutura e resumo das seções.....	20
2 Revisão bibliográfica	21
2.1 Análise estrutural.....	21
2.2 Modos de falha em perfis formados a frio.....	27
2.3 Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas em Chapas Finas.....	35
2.4 Comportamento Estrutural de Terças com Continuidade.....	46
2.4.1 Ligações por transpasse.....	47
2.4.2 Ligações com luva.....	52
2.5 Metodologia de Projeto Atual.....	53
2.5.1 Hipótese de flexão restringida em perfis pontossimétricos.....	59
3 Análise experimental	61
3.1 Concepção dos protótipos.....	62
3.2 Montagem dos ensaios e instrumentação.....	67
3.3 Procedimento de ensaio e materiais.....	70
3.4 Resultados dos ensaios.....	72
3.4.1 Ligações com luva.....	74
3.4.2 Ligações por transpasse.....	80
4 Análises teóricas	85
4.1 Mecanismo de falha D-L.....	85
4.2 Análise da rigidez.....	89
4.2.1 Método da Rigidez Equivalente.....	91
4.2.2 Método da Rigidez Rotacional.....	93
4.2.2.1 Modelo de barras proposto.....	96
4.2.3 Limitações dos modelos propostos.....	98
4.3 Rigidez de contato da parede do furo.....	99
4.4 Análise dos esforços resistentes.....	107
4.4.1 Investigação numérica da distribuição de tensões.....	108
4.4.2 Análise experimental da distribuição de tensões.....	114
4.4.3 Influência da distribuição de tensões no momento fletor resistente.....	124
5 Discussão dos resultados e Conclusões	136

5.1	Sugestões de trabalhos futuros.....	140
	REFERÊNCIAS.....	143
	BIBLIOGRAFIA.....	147
	ANEXO 1 – Detalhamento dos protótipos.....	149
	APÊNDICE A – Diagramas de esforços solicitantes internos à ligação.....	159
	APÊNDICE B – <i>Scripts</i> dos modelos numéricos ANSYS.....	161
	APÊNDICE C – Detalhe do posicionamento e numeração da instrumentação.....	177
	APÊNDICE D – Fotos dos ensaios.....	179

1 INTRODUÇÃO

Perfis de aço formados a frio são elementos estruturais com elevadas razões entre momento de inércia e massa, podendo ser altamente eficientes do ponto de vista estrutural. Como são formados pelo dobramento mecânico de chapas finas de aço, em geral com espessuras entre 0,50 mm e 4,75 mm, podem adquirir as mais variadas formas e dimensões. Devido às reduzidas espessuras de chapa, apresentam algumas características de comportamento mais pronunciadas se comparadas aos perfis laminados e soldados, mas sua versatilidade faz com que seu uso se dê principalmente em sistemas estruturais especiais de edificações, como coberturas e fechamentos (terças, suportes, telhas), pisos leves (*steel joist*) e estruturas treliçadas. Sua utilização se estende ainda a pórticos de edificações industriais, comerciais e residenciais de pequeno a médio porte.

Os sistemas de cobertura são talvez a aplicação com maior interesse atualmente, visto que nos últimos anos, no Brasil, cada vez mais empresas passaram a oferecer esse produto, sendo perceptível uma migração gradual do sistema convencional (biapoiado) para o de terças com continuidade nos apoios. Esses sistemas geralmente são de propriedade de empresas, sendo oferecidos para uma grande faixa de vãos e de número de tramos, com a aplicação de diversos tipos de perfis, aços e sistemas de ligações entre perfis para assegurar vários graus de continuidade.

No tocante ao sistema estrutural, existem basicamente quatro tipos (HO; CHUNG, 2004), descritos a seguir e ilustrados na Figura 1:

- Um vão biapoiado.
- Dois vãos contínuos.
- Múltiplos vãos com luvas.
- Múltiplos vãos com transpasse.

Todos os sistemas possuem vantagens e desvantagens, bem como nichos de aplicação e, portanto, são utilizados no mundo todo. O sistema biapoiado, por exemplo, é o sistema mais simples e barato para vãos pequenos, entre 4,0 m e 6,0 m, devido à facilidade de fabricação e montagem das peças. Para dois vãos contínuos, a facilidade de instalação diminui devido ao maior comprimento e peso de uma terça isolada.

Os sistemas de múltiplos vãos com luva ou transpasse são os sistemas mais interessantes para se obter continuidade entre as terças e, conseqüentemente, redução dos esforços solicitantes máximos. Esses sistemas requerem um maior detalhamento das peças e maior cuidado na execução com relação às tolerâncias de fabricação. Na fase de obra, exigem maior especialização da mão de obra, porém, tempos menores de montagem. No cômputo geral, são mais competitivos que os outros sistemas, principalmente no caso de múltiplos vãos entre 8,0 m e 16,0 m, pela economia de material e rapidez de montagem.

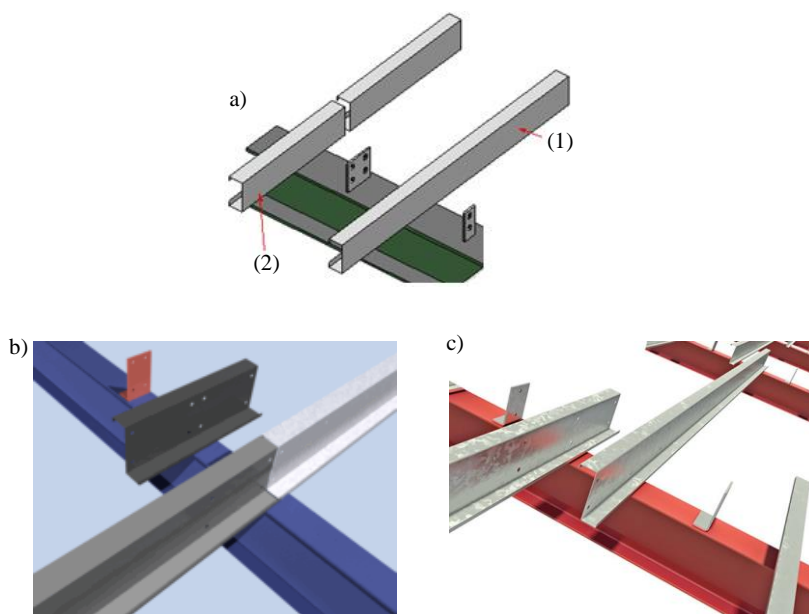


Figura 1 - Sistemas de terças. (a) Sistema contínuo fisicamente (1) e sistema biapoiado (2). (b) Sistema contínuo com ligação parafusada com luva. (c) Sistema contínuo com ligação parafusada por transpasse.

Os perfis utilizados nas terças são variados, sendo que muitas empresas desenvolvem perfis próprios com geometrias especiais e vários enrijecedores para aumentar sua eficiência. Ainda assim, são três os perfis mais comuns (Figura 2):

- Perfil U, simples ou enrijecido.
- Perfil Z enrijecido.
- Perfil sigma.

Esses perfis possuem excelentes qualidades estruturais e são fáceis de serem fabricados, com uma gama enorme de espessuras de chapa, altura de alma, largura de mesas, enrijecedores e tipos de aço. Os perfis do tipo sigma e U têm sua maior aplicação em sistemas biapoiados e com dois vão contínuos, sendo o perfil U muito empregado ainda em sistemas de

múltiplos vãos com luva. A maior aplicação do perfil do tipo Z é em sistemas de múltiplos vãos, tanto com luva como por transpasse.

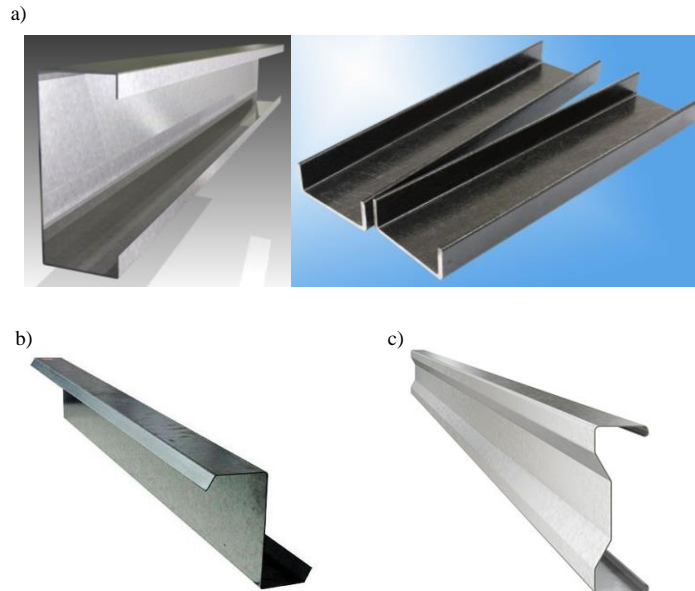


Figura 2 – Perfis de aço usualmente utilizados como terças. (a) Perfil U, enrijecido e simples. (b) Perfil Z enrijecido. (c) Perfil sigma.

Nesse contexto, o Brasil ainda utiliza majoritariamente perfis do tipo U enrijecido em sistemas do tipo biapoiado. Algumas empresas já disponibilizam sistemas com continuidade nos apoios com luva e transpasse, e sua utilização vem crescendo: a tendência é que esses sistemas passem a ser mais comumente empregados.

Em vários países da Europa e também nos Estados Unidos, os sistemas com continuidade já são os mais empregados. Há uma predominância da utilização de perfis do tipo Z enrijecido, tanto com luvas como transpasse, devido à facilidade de transporte, armazenamento e montagem (HO; CHUNG, 2004).

As ligações por luva (cobrejunta) são obtidas justapondo as terças adjacentes e fixando-as pela alma a um trecho de perfil similar que une as terças ao suporte, criando um transpasse para cada lado da luva, que acaba funcionando como viga em balanço, sendo capaz de transmitir momento fletor (Figura 1b). No caso do transpasse, terças de vãos adjacentes são superpostas de certo comprimento e parafusadas pela alma uma à outra e no suporte, formado uma região de inércia maior, capaz também de transmitir momento fletor (Figura 1c).

1.1 O problema apresentado

O projeto e dimensionamento de sistemas de terças de cobertura e fechamento é uma tarefa relativamente simples e direta no caso de sistemas biapoiados ou de dois ou mais vãos com a terça fisicamente contínua¹. Para esses sistemas, os esforços solicitantes são facilmente obtidos, e as normas técnicas podem ser diretamente aplicadas na verificação de estados limites últimos e dos estados limites de serviço. Quando se trata, no entanto, de sistemas com continuidade nos apoios, conferida por ligações parafusadas com luva ou transpasse, o mesmo procedimento já não deve ser aplicado diretamente.

Nesses últimos, na região da ligação sobre o apoio, a luva ou o transpasse criam uma mudança brusca nas propriedades geométricas da seção transversal. Há ainda uma descontinuidade na transmissão das tensões longitudinais devida à descontinuidade nos caminhos de tensões nas mesas e a introdução de esforços localizados nas almas dos perfis.

Sob esse prisma, a determinação dos esforços solicitantes e resistentes dos perfis com base nas recomendações normativas ficam comprometidas, pois tais recomendações não abrangem essas peculiaridades. Não se sabe também *a priori* quais as características de comportamento estrutural dessas ligações, sendo difícil classificá-las.

Não se sabendo o comportamento estrutural das ligações, a distribuição dos esforços solicitantes internos fica indeterminada, impossibilitados a sua comparação com os esforços resistentes. Mesmo os esforços resistentes ficam indeterminados em função, conforme já citado, das particularidades da ligação e da interação entre os perfis na região da luva ou do transpasse².

Uma questão pode ser colocada nesse momento: se existem tantas incógnitas no comportamento de ligações por luva ou transpasse nesses sistemas de terça, como eles são projetados hoje?

Na prática de projetos atual, o que se faz é considerar que a ligação seja plenamente rígida e forneça continuidade total de esforços solicitantes e deslocamentos. Dois tipos de análise estrutural são empregados para determinar a distribuição de esforços solicitantes e deslocamentos ao longo das terças: uma considerando-as como viga contínua prismática e a

¹ Ao longo de todo o texto, quando houver referência aos termos “terças fisicamente contínuas”, ou “com continuidade física” o que se deve entender é que a terça perfaz toda a sua extensão como uma única viga sem emendas, ou com emendas que forneçam continuidade total. Consideram-se como emendas que fornecem continuidade física, soldas de topo em todo o perímetro da seção transversal.

² Os modelos normativos de previsão como o MRD, por exemplo, não foram calibrados para seções transversais com descontinuidades ou para esforços localizados.

outra como não prismática. Ao considerar viga contínua prismática, assume-se que a região da ligação tem o mesmo momento de inércia dos perfis ligados (momento de inércia constante no caso de dois perfis iguais) e que a terça se comporta como se fosse fisicamente contínua. Considerando a análise como de viga não prismática, o momento de inércia da região da ligação é variado e depende do grau de interação entre as terças sob os apoios (sendo função das propriedades geométricas da ligação), isso implica uma distribuição de esforços solicitantes e deslocamentos ao longo das terças, diferentes dos obtidos pela abordagem anterior. A prática mais comum é considerar o momento de inércia equivalente da região da ligação como sendo a soma dos momentos de inércia dos perfis adjacentes.

Com relação à determinação dos esforços resistentes, o que se faz é aplicar diretamente as expressões de previsão normativas de momento fletor resistente levando em conta o modo de falha mais provável e força cortante resistente, segundo a interação momento fletor – força cortante. Os esforços resistentes então devem ser verificados nas seções críticas: meio do vão, seção imediatamente após a ligação (perfil individual) e a seção do apoio, sendo que para esta última, a verificação se faz pela soma dos esforços resistentes dos perfis isolados.

Frente a essas considerações questiona-se a análise que deve ser adotada para um projeto seguro de terças com continuidade. É intuitivo que uma análise elástica considerando um modelo de terça não prismática seja mais adequado em razão da presença de dois perfis na região da ligação, sendo assim, uma nova dúvida surge e diz respeito à real rigidez da zona da ligação. Seria a hipótese de soma dos momentos de inércia correta?

No tocante aos esforços resistentes, no caso de ligações com luva é de se esperar que a falha se dê no eixo do apoio, onde o momento fletor negativo é máximo e a seção da viga é uma seção isolada (a da luva). No caso do transpasse há dois perfis na região do apoio e, portanto espera-se que os esforços resistentes e a rigidez dessa ligação sejam superiores às dos perfis ligados, isoladamente, e a falha não se dê nessa região.

Com base na literatura, apreende-se que a falha em ligações por transpasse se dá predominantemente na zona do fim do transpasse, no perfil individual, pela combinação de uma instabilidade local na mesa comprimida e na alma, pela interação entre o momento fletor e a força cortante (HO; CHUNG, 2004). No caso de luvas, a falha também pode ocorrer no perfil isolado da luva (GUTIERREZ et al., 2011).

Dados todos os problemas enfrentados, geralmente os sistemas oferecidos pelas empresas no mercado são desenvolvidos a partir de um processo de validação experimental extenso e caro. Nesse processo a rigidez e os esforços resistentes da ligação desenvolvida são

determinadas. Devido à onerosidade desse método há uma tendência para a pesquisa e formulação de regras que permitam o desenvolvimento desses sistemas analiticamente (MOORE, 1990).

Resumindo, o problema apresentado então no caso de sistemas de terças com continuidade nos apoios com ligações por luva e transpasse recai no conhecimento do comportamento estrutural dessas ligações (rigidez e esforços resistentes), essencial para que o seu projeto e dimensionamento atendam aos padrões normativos de segurança sem perder de vista o aspecto econômico.

1.2 Objetivos do trabalho

O objetivo do trabalho reside em aprofundar o conhecimento já existente sobre o comportamento estrutural das ligações para prover continuidade de terças com múltiplos vãos, mais especificamente as ligações de apoio por transpasse ou com luvas (cobrejuntas). Como consequência do aprofundamento desse conhecimento espera-se compreender os mecanismos de falha e as parcelas de flexibilidade adicionais introduzidas ao sistema pela ligação. Como objetivos decorrentes almeja-se a proposição de expressões para determinar a rigidez efetiva dessas ligações e de modelos estruturais de barras para utilização direta em projeto, permitindo a determinação dos esforços solicitantes de maneira mais realista. Com relação aos esforços resistentes, também propor uma nova abordagem para o cálculo do momento fletor resistente, que forneça uma resposta segura. A partir dessas expressões e modelos, um procedimento de projeto mais atualizado e coerente com o estado da arte atual pode ser utilizado, contribuindo para o estímulo à utilização desses sistemas no Brasil e facilitando o processo de desenvolvimento desses produtos tanto a nível nacional como internacional.

1.3 Metodologia geral

Para a determinação das características de comportamento estrutural das ligações foi realizado um estudo com base em análises teóricas e experimentais, não necessariamente nessa ordem, mas que compreendesse todas essas etapas.

Inicialmente propôs-se um programa experimental para estudo da região específica da ligação. Todo o detalhamento do programa experimental é apresentado na seção 3. De maneira resumida, nove protótipos foram ensaiados, sendo desses: quatro ligações por transpasse, três ligações com luva e dois modelos contínuos que servem como parâmetro de comparação.

A partir da realização dos experimentos, os resultados obtidos foram analisados em relação ao comportamento força-deslocamento e força-deformação. Outro ponto importante foi a localização e documentação do modo de falha.

Com os dados anteriores, pode-se comparar diretamente as diferentes tipologias e qual a influência dos parâmetros da ligação no comportamento global das mesmas. Foram realizadas comparações entre esforços resistentes máximos teóricos e os esforços solicitantes experimentais. A partir da visualização do comportamento das ligações, algumas hipóteses e modelos que pudessem explicar a falha foram sugeridos e a influência de alguns parâmetros indiretos foi testada através de modelos numéricos.

Modelou-se em *software* de elementos finitos qual a influência dos travamentos laterais na distribuição de tensões longitudinais dos perfis e qual a sua real distribuição. As tensões puderam ser determinadas e comparadas para os casos teóricos e experimentais, mostrando um comportamento diferente do normalmente assumido na prática de projeto.

Fazendo uma análise inversa dos perfis, determinou-se a resistência dos mesmos de forma mais precisa, levando em conta a real distribuição de tensões nos perfis na seção de falha.

Partiu-se então para a determinação analítica das componentes de flexibilidade da ligação, para previsão dos esforços solicitantes e dos deslocamentos. Um modelo vetorial e mecânico foi proposto para acessar a distribuição interna de esforços na ligação e permitir a utilização de métodos consagrados e automatizados de determinação de deslocamentos devidos à força cortante e ao momento fletor. Com esses mesmos resultados do método vetorial, uma expressão para cálculo da parcela de flexibilidade pela deformação dos furos foi proposta.

Como a deformação do furo depende de muitos fatores, a solução analítica da rigidez de contato da parede do furo foi obtida com base na Teoria da Elasticidade e apresentada de forma simplificada para permitir o uso em projeto. A deformação da parede do furo foi transformada pelo modelo mecânico em uma rigidez rotacional e um modelo de barras em elementos finitos foi proposto. Com esse modelo, é possível determinar os deslocamentos e os esforços nas terças levando em conta todas as parcelas de flexibilidade (inclusive o

escorregamento do parafuso). Todo o desenvolvimento das etapas de investigação é apresentado com detalhes nas seções 3 e 4.

1.4 Estrutura e resumo das seções

O texto está estruturado de maneira que a sequência das seções siga aproximadamente a sequência de desenvolvimento do trabalho. Alguns ajustes foram necessários no desenvolvimento do texto para dar-lhe uma sequência mais lógica e facilitar seu acompanhamento.

Primeiramente há uma revisão dos conceitos e dos trabalhos necessários ao desenvolvimento. Posteriormente apresenta-se a análise experimental das ligações para então passar às análises teóricas. Conclui-se o texto apresentando uma discussão acerca dos resultados obtidos em todas as etapas e as conclusões. A seguir, um resumo das seções do trabalho é apresentado:

O **Capítulo 1** descreve a motivação, metodologia e os objetivos pretendidos com esse trabalho. A revisão bibliográfica é realizada no **Capítulo 2** que é dividida em cinco subseções.

No **Capítulo 3**, toda a campanha experimental é detalhada, desde a concepção dos ensaios, passando pela instrumentação, até os resultados obtidos. O **Capítulo 4** apresenta os desenvolvimentos teóricos, analíticos e numéricos, separados em análises de rigidez e de esforços resistentes. Nessa seção, as expressões desenvolvidas são apresentadas, bem como os pontos de interesse direto a projetos.

Finalmente, no **Capítulo 5** são apresentadas as conclusões do trabalho, com uma discussão do que foi realizado, e com aquilo que se entende como sendo material ou motivação para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Análise estrutural

Por análise estrutural entende-se a determinação dos esforços solicitantes atuantes em uma estrutura devidos a um dado carregamento conhecido, bem como o seu comportamento sob efeito de tais esforços, caracterizado por deslocamentos horizontais, verticais, rotações e o que mais seja importante para a posterior verificação da segurança e dos estados limites de serviço. Para entender como uma estrutura se comporta frente a um dado carregamento existem modelos teóricos de resposta estrutural baseados em análises racionais e teorias matemáticas.

Do ponto de vista de nomenclatura, aqui será abordado apenas o caso da análise de barras, elementos que por definição têm uma dimensão característica bem superior às outras duas (seção transversal) e pode ser representada por seu eixo longitudinal (maior dimensão).

Um ponto importante a ser levantado, é o fato de que a maior parte das análises feitas na prática considera os materiais como atuando no regime elástico ao longo de todo o carregamento. Essa análise é coerente com as teorias de pequenos deslocamentos e a teoria clássica de viga, que são a base da análise estrutural de 1ª ordem. As expressões aqui apresentadas, em vista das teorias aplicadas (desconsideração da força cortante nas tensões normais e na deformação transversal) são válidas para razão entre vão e altura da viga superior a 10:1 com excelente precisão. Bons resultados ainda podem ser obtidos com razão máxima de 5:1 (SUSSEKIND, 1981).

A equação fundamental para elementos fletidos, não sujeitos a esforços de compressão axial é a equação diferencial da linha elástica, Equação (1).

$$EI_z \frac{d^2y}{dx^2} = -M \quad (1)$$

Com base na Equação (1), é fácil obter a equação fundamental da teoria clássica de flexão, Equação (2):

$$EI_z \frac{d^4y}{dx^4} = q \quad (2)$$

Nas Equações (1) e (2), os eixos y e z são os eixos principais de inércia da seção transversal (menor e maior, respectivamente) e x é o eixo longitudinal da barra, E é o módulo de elasticidade do aço, I_z é o momento de inércia em torno do eixo z , y é o deslocamento vertical, M é o momento fletor e q é a força uniformemente distribuída.

Baseado na teoria clássica de viga, no teorema de Castigliano e de grande importância na análise estrutural é o chamado princípio dos trabalhos virtuais (PTV). O PTV é a base da maior parte dos métodos de análise estrutural e é válido para qualquer regime de comportamento de material (elástico, inelástico, etc.).

No PTV, define-se que um deslocamento virtual é aquele em que a estrutura se desloca sem fonte real de sollicitação e pode assumir uma forma qualquer, desde que satisfaça as condições de vinculação da estrutura e seja contínua. A esse deslocamento virtual é dado o nome de compatível. O princípio dos trabalhos virtuais diz que um corpo em equilíbrio com forças externas, sujeito a uma translação virtual, rotação virtual ou combinação de ambos, permanece em equilíbrio e o trabalho virtual das forças nos deslocamentos virtuais de corpo rígido é nulo. Esses deslocamentos devem ser pequenos para garantir que os diferenciais de ordem elevada sejam desprezados³ posteriormente e a linha de ação dos carregamentos não se altere.

Em uma estrutura deformável, o deslocamento virtual impõe deformações virtuais cujo trabalho nas tensões internas existentes deve estar em equilíbrio. O trabalho virtual infinitesimal total de um elemento da estrutura dW_e é dado por duas parcelas: trabalho das forças externas e internas nos deslocamentos de corpo rígido, dW_r , e trabalho nas deformações (deslocamentos e deformações internas), dW_d . Como o trabalho em deslocamentos de corpo rígido pelo princípio dos deslocamentos virtuais deve ser nulo, $dW_r = 0$, tem-se:

$$dW_e = dW_d$$

$$\int dW_e = \int dW_d$$

Integrando-se ao longo de toda a estrutura, ambas as parcelas, algumas conclusões podem ser tiradas. A primeira integral é o trabalho das forças externas nos deslocamentos devidos à deformação virtual mais a parcela do trabalho das resultantes de tensões internas nas deformações internas. Como na estrutura todas as tensões estão equilibradas, o trabalho

³ Coerentemente com a sua base na teoria clássica de viga.

total é somente a parcela das forças externas nos deslocamentos de deformação virtual. A essa parcela dá-se o nome de trabalho virtual total externo, W_{ext} .

A segunda parcela se caracteriza pelo trabalho das forças nas deformações. Como apenas as forças internas geram trabalho nas deformações internas, essa parcela é chamada de trabalho virtual total interno, W_{int} . Da igualdade anterior tem-se a Equação (3):

$$W_{\text{ext}} = W_{\text{int}} \quad (3)$$

Resumindo, o trabalho das forças reais nos deslocamentos virtuais é igual ao trabalho das tensões resultantes reais da estrutura nas deformações virtuais causadas pelo deslocamento virtual. Por exemplo, o trabalho virtual externo de uma força concentrada é o produto dessa força pelo deslocamento virtual em seu ponto de aplicação, imposto pelo deslocamento virtual dado à estrutura. Já a determinação do trabalho virtual interno é um pouco mais trabalhosa, pois depende da deformação do elemento durante o deslocamento virtual. Cada resultante de tensão (força normal, momento fletor, momento torsor e força cortante) real (causadas pelas ações reais na estrutura) atua em uma deformação específica⁴, ou seja, para um elemento infinitesimal, a força normal da seção atua somente sobre o alongamento infinitesimal do elemento, o momento na rotação, o torsor na giro relativo e a cortante na distorção. O trabalho interno é então dado pela seguinte expressão, Equação (4):

$$dW_{\text{int}} = (N + dN)d\delta + (M + dM)d\theta + (T + dT)d\varphi + (V + dV)dy \quad (4)$$

Desprezando os termos de produto de dois diferenciais, devido à imposição anterior de pequenos deslocamentos e deformações, e integrando em toda a estrutura, a Equação (5) para o trabalho virtual total interno fica:

$$W_{\text{int}} = \int N d\delta + \int M d\theta + \int T d\varphi + \int V dy \quad (5)$$

Sendo que $d\delta$, $d\theta$, $d\varphi$ e dy são deformações fictícias impostas pelo deslocamento virtual.

Com esse resultado pode-se formalizar o método da força unitária para cálculo de deslocamentos. Nesse método é necessário considerar dois sistemas de carregamento da

⁴ Desconsidera-se a contribuição cruzada dos esforços internos nas deformações, ou seja, os alongamentos são exclusivamente causados pelas tensões normais, as distorções pelo cisalhamento e assim por diante. Conforme mencionado anteriormente, se trata de uma aproximação na análise de barras de paredes delgadas ou vigas muito altas.

estrutura, o real e um fictício unitário, e Δ pode representar tanto um deslocamento, como uma rotação, distorção ou giro relativo. Com uma escolha bem feita, considera-se que o carregamento virtual seja o real e o real o virtual, isto é, os trabalhos das forças externas virtuais unitárias agem nos deslocamentos reais, enquanto que as deformações reais agem nos esforços solicitantes virtuais (de índice “v” na equação) no trabalho interno, conforme a Equação (6) a seguir:

$$\Delta = \int N_v d\delta + \int M_v d\theta + \int T d\varphi + \int V dy \quad (6)$$

Conforme dito anteriormente, a Equação (6) é válida para qualquer comportamento de material ou da estrutura, linear ou não. No caso do material seguir a Lei de Hooke, os termos de deformação virtual são conhecidos da resistência dos materiais, conforme mostrados a seguir [Equações (7a), (7b), (7c) e (7d)]:

$$d\theta = \frac{M dx}{EI_z} \quad (7a)$$

$$d\delta = \frac{N dx}{EA} \quad (7b)$$

$$dy = \alpha \frac{V dx}{GI} \quad (7c)$$

$$d\varphi = \frac{T dx}{GJ} \quad (7d)$$

Na Equação (7c), o fator α é igual à razão entre o momento fletor estático em relação ao centro de gravidade e a largura da seção transversal no centro de gravidade. Substituindo as Equações (7) na Equação (6), a expressão geral para um deslocamento qualquer em uma estrutura de barras é dado na Equação (8):

$$\Delta = \int N_v \frac{N dx}{EA} + \int M_v \frac{M dx}{EI} + \int T_v \frac{T dx}{GJ} + \int \alpha V_v \frac{V dx}{GI} \quad (8)$$

Essa equação é válida para determinação de “deslocamentos”, Δ , em qualquer estrutura cujo material é elástico e linear e o princípio da superposição de efeitos é válido. Cada integral é a contribuição do esforço correspondente para o deslocamento em questão (TIMOSHENKO; GERE, 1989).

Nas Equações (7) e (8), N é a força normal, M é o momento fletor, T o momento torsor, V a força cortante, E o módulo de elasticidade, I o momento de inércia, A é a área da seção transversal, G o módulo de cisalhamento e J o momento de inércia à torção livre.

As Equações (2) e (8) são válidas para carregamentos contínuos e momento de inércia fixos ao longo do domínio (eixo da barra). No caso de forças concentradas, momentos fletores aplicados, etc. ou variação do momento de inércia, o domínio deve ser discretizado para sua aplicação, levando em conta essas descontinuidades para resolver o problema. Para ilustrar o que foi dito, um problema que será útil no decorrer do texto será apresentado, com vistas a mostrar as discretizações necessárias e as condições de contorno aplicadas.

O problema abordado é simples, e consiste em uma viga biapoiada sujeita a uma força concentrada aplicada no meio do vão e momento de inércia variado em um trecho central. Nesse problema, há descontinuidade no domínio, caracterizada pela mudança do momento de inércia na porção central da viga e descontinuidade na força cortante em virtude da força concentrada. Em função da descontinuidade, o domínio do problema (eixo da viga) deve ser dividido em quatro elementos nos quais, localmente, os esforços e deslocamentos são contínuos. A Figura 3 ilustra o problema.

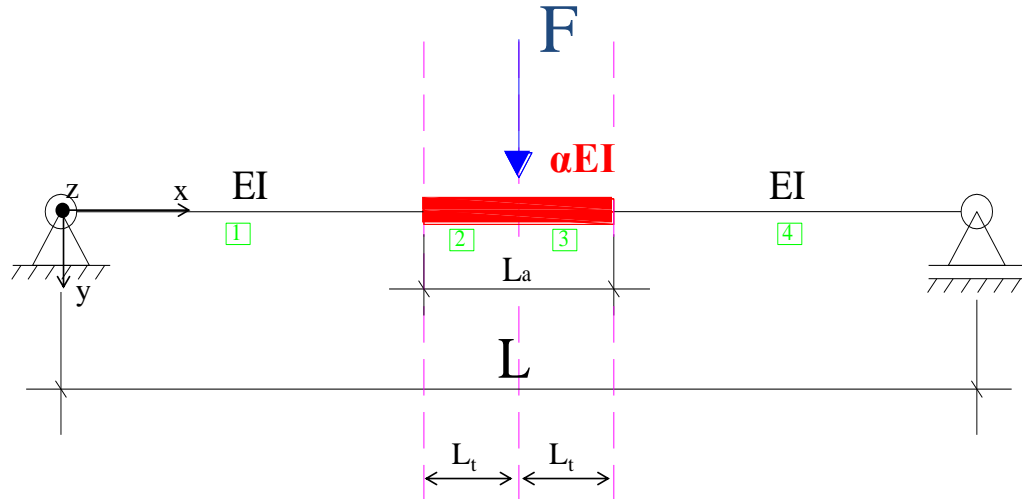


Figura 3 - Viga biapoiada com inércia central variável e carregamento concentrado.

A equação fundamental [Equação (2)] deve ser resolvida para determinação dos deslocamentos e momentos fletores. As condições de contorno são imprescindíveis para retirar a indeterminação das integrais da Equação (2). Neste exemplo, as condições em deslocamentos, também ditas condições de contorno essenciais, são:

$$y_1[0] = 0 \text{ e } y_4[L] = 0$$

As condições anteriores representam deslocamentos verticais dos apoios nulos. As condições de contorno em esforços, ou naturais são:

$$y_1''[0] = 0 \quad \text{e} \quad y_4''[L] = 0$$

Tais condições representam que os momentos fletores nos apoios são nulos. Devido à discretização do problema, surge a necessidade de se compatibilizar os elementos, ou seja, impor que haja concordância entre os nós comuns. Tais condições são denominadas de compatibilidade e no presente caso são:

$$\begin{aligned} y_1[(L - L_a)/2] &= y_2[(L - L_a)/2] \quad \text{e} \quad y_1'[(L - L_a)/2] = y_2'[(L - L_a)/2] \\ y_1''[(L - L_a)/2] &= \alpha y_2''[(L - L_a)/2] \quad \text{e} \quad y_1'''[(L - L_a)/2] = \alpha y_2'''[(L - L_a)/2] \\ y_2[L/2] &= y_3[L/2] \quad \text{e} \quad y_2'[L/2] = y_3'[L/2] \\ y_2''[L/2] &= y_3''[L/2] \quad \text{e} \quad y_2'''[L/2] = y_3'''[L/2] + P/\alpha EI \\ y_3[(L + L_a)/2] &= y_4[(L + L_a)/2] \quad \text{e} \quad y_3'[(L + L_a)/2] = y_4'[(L + L_a)/2] \\ \alpha y_3''[(L + L_a)/2] &= y_4''[(L + L_a)/2] \quad \text{e} \quad \alpha y_3'''[(L + L_a)/2] = y_4'''[(L + L_a)/2] \end{aligned}$$

As expressões anteriores representam igualdade de deslocamentos, rotação e força cortante.

Integrando as equações diferenciais fundamentais e impondo as condições de contorno, inclusive $q = 0$, as soluções em deslocamentos para os elementos 1 e 2 (o 3 e 4 são simétricos) são dadas a seguir nas Equações (9) e (10).

$$y_1(x) = \frac{Px}{48EI} \left[\frac{3\alpha(2LL_a - L^2 - L_a^2) + 3(L_a^2 - 2LL_a) + 4\alpha x^2}{\alpha} \right] \quad (9)$$

$$y_2(x) = \frac{P}{48EI} \left[\frac{4x^3 - 3L^2x + (1 - \alpha)(L - L_a)^3}{\alpha} \right] \quad (10)$$

A construção desse exemplo é importante para mostrar os conceitos aqui abordados e que serão utilizados em verificações “analíticas” e comparações com resultados experimentais e numéricos. No entanto, os softwares de análise estrutural como MASTAN 2, FTOOL ou ACADFRAME, são capazes de fornecer essas soluções automaticamente, de maneira muito mais simples e serão utilizados diretamente, sem necessidade de cálculos manuais.

2.2 Modos de falha em perfis formados a frio

Perfis de aço formados a frio (PFF) possuem excelente relação momento de inércia/massa, uma vez que podem ganhar inércia pelas diversas formas geométricas, obtendo grande eficiência estrutural.

Por se tratarem de perfis conformados por dobramento, as chapas utilizadas para sua execução podem ter espessuras entre 0,5 mm e 4,75 mm, sendo mais comumente utilizadas chapas entre 1,5 mm e 3,5 mm (HO; CHUNG, 2004). Justamente por possuírem espessuras tão baixas, que lhes conferem essa eficiência estrutural, é que esses perfis são mais suscetíveis a fenômenos de instabilidade e, no caso dos perfis de seção aberta, baixíssimas resistências à torção.

Os fenômenos de instabilidade estão associados às configurações deslocadas dos eixos das barras ou dos elementos que compõem sua seção transversal. Como elementos, podemos associar as mesas, almas e enrijecedores. Posto isso, três grandes grupos de instabilidades podem ser definidos: instabilidades globais, locais e distorcionais (Figura 4a, b e c).

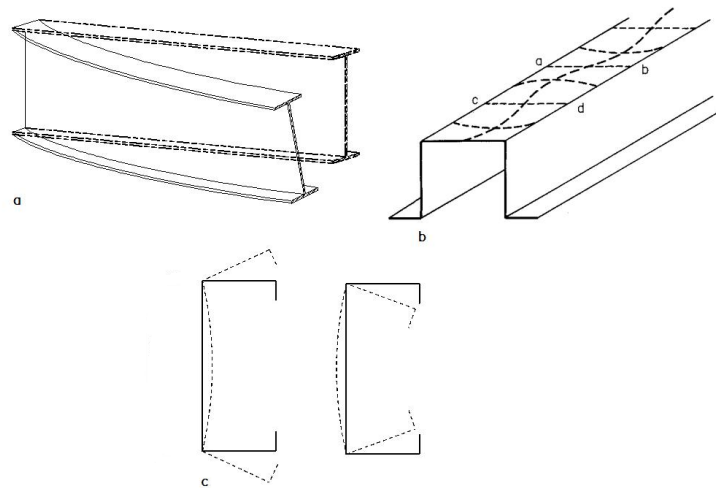


Figura 4 - Modos de instabilidade em PFF. (a) Modo global (FLT). (b) Modo local. (c) Modo distorcional. (Adaptado de YU, 2000)

Instabilidade global é aquela associada à forma deslocada do eixo da barra como um todo. Dentro desse grupo podem ser diferenciados três modos de instabilidade: por flexão, torção e flexo-torção. No caso de vigas submetidas à flexão o modo de flexo-torção é o mais importante, dando origem à denominada flambagem lateral com torção (abreviadamente FLT). A FLT é um fenômeno de instabilidade que ocorre em vigas fletidas em torno do eixo principal de inércia maior, quando o carregamento atinge certo valor crítico.

A expressão do momento crítico elástico de flambagem lateral com torção para momento fletor constante ao longo do comprimento destravado, L , é apresentada na Equação (11).

$$M_{0,cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ \left(1 + \frac{EC_w \pi^2}{GJ L^2} \right)} \quad (11)$$

Com E e G , respectivamente, o módulo de elasticidade e o módulo de cisalhamento do aço e I_y , J e C_w respectivamente o momento de inércia à flexão em torno do eixo principal menor de inércia, a rigidez à torção livre e a constante de empenamento da seção transversal.

Vale lembrar que a expressão anterior é válida para qualquer distribuição de momentos fletores, uma vez que para momentos variáveis ela é conservadora dado que, tomando M_0 como o momento máximo, este não atua ao longo de toda a viga entre travamentos ou contenções laterais. No caso de querer se considerar o efeito benéfico dessa distribuição não uniforme de momentos, um coeficiente de correção do momento crítico (C_b) foi determinado empiricamente e é dado na Equação (12):

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (12)$$

Onde os momentos M_A , M_B e M_C são respectivamente os momentos a um quarto, ao meio e a três quartos do trecho entre travamentos, tomados a partir de um travamento lateral de referência. M_{\max} é o máximo momento atuante no vão entre travamentos laterais.

Instabilidade local é aquela associada à configuração deformada dos elementos de chapa que compõem a barra e fica caracterizada pelo surgimento de semiondas ao longo da direção longitudinal. No caso de barras monossimétricas ou com dupla simetria, sujeitas à flexão, esse fenômeno pode ocorrer na mesa comprimida, sujeita a um estado quase uniforme de tensões normais. Pode ocorrer também na alma ou enrijecedor, nesse caso, sujeitos a um gradiente de tensões normais, na direção do eixo longitudinal da barra. Pode ocorrer ainda instabilidade na alma, por ação da força cortante. A instabilidade elástica associada à mesa comprimida é denominada abreviadamente de FLM (flambagem local da mesa) e para a alma, FLA (flambagem local da alma).

A tensão crítica elástica de flambagem de chapa (σ_{cr}), sujeita a tensões normais quaisquer em duas bordas opostas, é dada pela Equação (13) a seguir (válida para chapas com vinculações quaisquer no contorno):

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (13)$$

Onde k é o coeficiente de flambagem local dado pela Equação (14) a seguir, t é a espessura, b a largura e a , o comprimento da chapa.

$$k = \left[m \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{1}{m} \left(\frac{a}{b} \right) \right]^2 \quad (14)$$

É interessante notar que à medida que a relação a/b aumenta⁵, onde m é o número de semiondas na chapa, k tende a um valor constante igual a 4,0. Como na prática, a maior parte das chapas isoladas ou que compõem perfis estruturais tem valores bem superiores a esses, é razoável adotar-se esse valor, conforme disposto nas normas técnicas de perfis formados a frio. Para outras condições de apoio⁶ e de carregamento, outros valores de k são obtidos pela imposição de outras condições de contorno na solução da equação fundamental da chapa. Esses valores são apresentados na Figura 5, retirada de Yu (2000).

⁵ Valores acima de 4,0.

⁶ No cálculo da largura efetiva dos elementos da seção transversal pelo método da largura efetiva, se considera cada chapa isoladamente, com condições de apoio idealizadas conforme a segunda coluna da Figura 5.

Case	Boundary condition	Type of stress	Value of k for long plate
(a)		Compression	4.0
(b)		Compression	6.97
(c)		Compression	0.425
(d)		Compression	1.277
(e)		Compression	5.42
(f)		Shear	5.34
(g)		Shear	8.98
(h)		Bending	23.9
(i)		Bending	41.8

Figura 5 - Valores do coeficiente de flambagem local k. (Fonte: YU, 2000)

Instabilidade distorcional é aquela associada à mudança da forma geométrica da seção transversal, ocorrendo rotação relativa entre os elementos, com deslocamento transversal dos nós comuns entre chapas. Esse modo de falha carece de uma descrição analítica à semelhança das determinadas para a flambagem local e global pela teoria da elasticidade.

Esse modo de falha ocorre com comprimentos de semionda entre aqueles da flambagem local e global⁷, sendo que pode se manifestar concomitantemente com o modo local. A distorção só ocorre em seções transversais cujas abas (mesas, outros elementos) possuem enrijecedores, como no caso de perfis do tipo cantoneira, U e Z enrijecidos. As normas técnicas não apresentam uma expressão analítica simples e segura para determinação do momento crítico de flambagem distorcional elástica, sendo que atualmente se depende de uma análise geral de estabilidade elástica, seja por elementos finitos (EF), faixas finitas (FF) ou teoria generalizada de vigas (GBT em inglês).

O modo de instabilidade distorcional é mais pronunciado em relação ao modo local em perfis com enrijecedores mais curtos, mesas mais largas ou almas mais altas, ou associação de ambos a depender das relações geométricas entre eles. Sendo muito comum em perfis do tipo U e Z enrijecidos e em perfis do tipo rack.

⁷ Entre a menor dimensão da seção transversal e o comprimento longitudinal.

Existe ainda outro modo de instabilidade que pode ocorrer em perfis formados por elementos de chapa: o enrugamento da alma (*web crippling*, WC). Esse modo de falha ocorre quando forças concentradas são aplicadas à alma ou às mesas do perfil sem enrijecimento da alma. Para almas simples, a expressão da força crítica concentrada⁸ que provoca WC em uma chapa isolada é dada em Yu (2000) e apresentada a seguir na Equação 15:

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 Et^3}{12(1 - \nu^2)h} \quad (15)$$

Onde ν é o coeficiente de Poisson, h a altura da parte plana da alma e k o coeficiente de flambagem por enrugamento da chapa.

Porém, as avaliações analíticas do WC em perfis completos são muito mais complicadas devido a inúmeros fatores que fazem parte do fenômeno (YU, 2000), sendo apresentadas expressões empíricas para tal nas normas técnicas.

Em relação aos modos de falha apresentados anteriormente, as normas apresentam expressões semiempíricas para verificação do momento fletor (ou força cortante) resistente de perfis de chapas finas formados a frio. Essas expressões são baseadas nas equações de previsão teóricas apresentados anteriormente [Equações (11) a (15)] para cada modo de falha, modificadas, ou ajustadas com base em observações experimentais, que levam em conta aspectos como imperfeições iniciais, geométricas e de material, reserva de resistência inelástica ou plástica, etc.

A seguir, serão apresentadas de maneira sucinta as expressões da NBR 14762 (ABNT, 2010) para verificação do momento fletor resistente de perfis formados a frio. Vale ressaltar que essas expressões são similares às apresentadas no ANSI/AISI S100 (AISI, 2007a).

Existem três verificações de momento que devem ser executadas, uma que leva em consideração o início do escoamento da seção efetiva, outra que leva em conta a flambagem lateral com torção e a última para o modo distorcional. Para isso existem três métodos que podem ser utilizados, o da largura efetiva, da seção efetiva, e o da resistência direta. O método da resistência direta (MRD ou DSM em inglês) é comum a ambas as normas e tem se tornado cada vez mais utilizado nos Estados Unidos e na Europa e, portanto, será o único a ser apresentado com detalhe.

⁸ Por concentrada, devido a limitações de ordem física, entenda-se distribuída em uma área pequena.

Segundo o item C.1, do anexo C da norma NBR 14762 (ABNT, 2010), o método da resistência direta pode substituir o método da largura efetiva, sendo que “A adoção das prescrições incluídas neste Anexo pressupõe a análise de estabilidade elástica da barra.” (ABNT, 2010 – p.74). Atualmente existem pelo menos dois softwares livres para tais análises, o CUFSM (SCHAFER; ADANY, 2006) e o GBTUL (CAMOTIM et al., 2008), baseados respectivamente em FF e GBT.

A análise de estabilidade elástica nada mais é que a determinação das tensões críticas ou momentos fletores (forças) críticas elásticas de flambagem da seção como um todo. Em um caso particular de uma chapa isolada, por exemplo, ao se fazer uma análise de estabilidade elástica considerando a chapa como representando a seção transversal de uma viga, obter-se-ia para cada comprimento destravado (semionda) um momento crítico de FLT, conforme a Equação (11) e para cada comprimento de semionda local, m , um valor da Equação (13). No caso, não há distorção. Plotando apenas os mínimos de cada modo, obtém-se uma curva como a apresentada na Figura 6. Nela são plotados os valores de σ_{cr} em função da razão b/a .

Uma grande vantagem do método da resistência direta consiste na utilização das propriedades brutas da seção transversal e a consideração da interação entre os elementos da seção, ou seja, da tensão crítica da seção completa. Isso é possível, pois as curvas de dimensionamento do método foram calibradas com base nas propriedades brutas da seção.

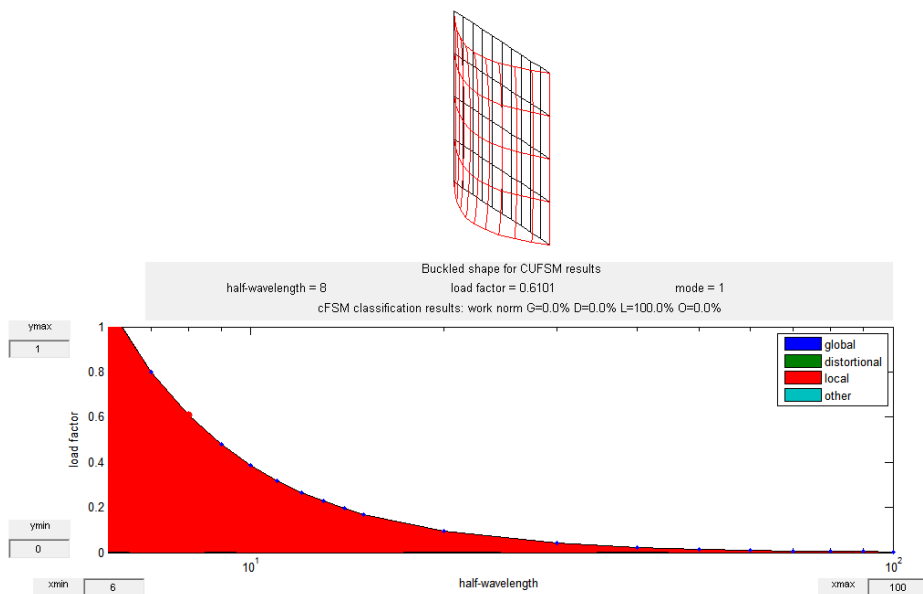


Figura 6 - Curva de mínimas tensões elásticas para o modo local de uma chapa obtida via CUFSM.

O momento fletor resistente característico para o modo de flambagem lateral com torção é dado pelas Equações (16), onde aplicável:

$$M_{Re} = \begin{cases} Wf_y & p/\lambda_0 \leq 0,60 \\ 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)Wf_y & p/0,60 < \lambda_0 < 1,336 \\ Wf_y/\lambda_0^2 & p/\lambda_0 \geq 1,336 \end{cases} \quad (16)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{Wf_y}{M_e} \right)^{0,5}$$

Onde f_y é a tensão de escoamento do aço, W é o módulo resistente da seção e M_e é o momento crítico de FLT, conforme a Equação (11).

Para o modo local, o momento fletor resistente nominal é dado pelas Equações (17), onde aplicável.

$$M_{Rl} = \begin{cases} M_{Re} & p/\lambda_1 \leq 0,776 \\ \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_1^{0,8}} \right) \frac{M_{Re}}{\lambda_1^{0,8}} & p/\lambda_1 > 0,776 \end{cases} \quad (17)$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{M_{Re}}{M_l} \right)^{0,5}$$

Na Equação (17), M_l é o momento crítico de flambagem local, obtido pela análise de estabilidade elástica via FF ou GBT.

Para o modo distorcional, a norma fornece a seguinte equação para o momento resistente, Equação (18):

$$M_{Rdist} = \chi_{dist} Wf_y \quad (18)$$

O fator χ_{dist} de redução do momento associado à instabilidade por distorção é dado pela Equação (19):

$$\chi_{dist} = \begin{cases} 1 & p/\lambda_{dist} \leq 0,673 \\ \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}} \right) \frac{1}{\lambda_{dist}} & p/\lambda_{dist} > 0,673 \end{cases} \quad (19)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Wf_y}{M_{dist}} \right)^{0,5}$$

Onde W é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra que atinge primeiro o escoamento. Nas expressões anteriores, M_{Re} , M_{Rl} e M_{Rdist} são respectivamente os momentos fletores resistentes característicos para o modo global, local e

distorcional. Para determinar a resistência de projeto, basta dividir os momentos anteriores por γ , igual a 1,1.

Com relação ao modo local da alma devido ao cisalhamento (força cortante) a norma apresenta uma única formulação válida para todos os métodos de cálculo. A força cortante resistente de cálculo é dada pelas Equações (20) a (22).

$$V_{Rd} = \frac{0,6f_y h t}{\gamma} \quad p/ \quad h/t \leq 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} \quad (20)$$

$$V_{Rd} = \frac{0,65t^2(k_v f_y E)^{0,5}}{\gamma} \quad p/ \quad 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5} \quad (21)$$

$$V_{Rd} = \frac{0,905EK_v t^3/h}{\gamma} \quad p/ \quad h/t > 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5} \quad (22)$$

Com $\gamma = 1,1$ e k_v o coeficiente de flambagem local por cisalhamento dado abaixo, Equação (23):

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (23)$$

Onde “a” é o comprimento do painel de cisalhamento dado pela distância entre enrijecedores transversais de alma, h a altura da parte plana da alma e t a espessura da chapa. No caso de almas sem enrijecedores ou para razões $a/h > 3,0$, k_v deve ser tomado igual a 5,0.

A força resistente de cálculo para o modo de falha por *web crippling* é dada pela Equação (24) determinada de maneira semiempírica e válida para cada uma das almas no caso de perfis com duas ou mais almas.

$$F_{Rd} = \alpha t^2 f_y \sin \theta \left(1 - \alpha_r \sqrt{\frac{r_i}{t}}\right) \left(1 + \alpha_c \sqrt{\frac{c}{t}}\right) \left(1 - \alpha_h \sqrt{\frac{h}{t}}\right) / \gamma \quad \text{sendo } \gamma = 1,35 \quad (24)$$

Onde:

- α é um coeficiente apresentado nas Tabelas D.1 a D.4 do anexo D da norma NBR14762, conforme o caso;
- α_r é um coeficiente associado ao raio interno de dobramento, apresentado nas Tabelas D.1 a D.4, conforme o caso;

- α_c é um coeficiente associado ao comprimento de atuação da força concentrada (força aplicada ou reação de apoio), apresentado nas Tabelas D.1 a D.4, conforme o caso;
- α_h é um coeficiente associado à esbeltez da alma, apresentado nas Tabelas D.1 a D.4, conforme o caso;
- θ é o ângulo entre o plano da alma e o plano da superfície de apoio, em graus ($45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$);
- r_i é o raio interno de dobramento;
- c é o comprimento, na direção longitudinal da barra, de atuação da força concentrada, cujo valor mínimo é igual a 20,0 mm;

Cabe ressaltar que todas as expressões apresentadas foram determinadas para vigas biapoiadas, e sem descontinuidades geométricas localizadas (presença de furos ou de ligações com outros perfis) e carecem ainda de maiores estudos para sua aplicação nestes casos especiais. Como exemplo desses casos, pode-se citar o comportamento observado em falhas de perfis na zona do fim de ligações a momento em pórticos ou em ligações por luva ou transpasse no caso de terças. Esse aspecto poderá ser visto nos dois próximos itens. Como referência, o MRD foi utilizado em todas as verificações de resistência realizadas ao longo do trabalho.

2.3 Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas em Chapas Finas

O comportamento de ligações em perfis constituídos de chapas finas ($t \leq 4,75$ mm) laminadas a frio ou a quente difere do de seus pares em perfis laminados ou soldados constituídos de chapas espessas. Essa diferença se deve principalmente à maior deformabilidade das chapas finas, tornando ligações envolvendo perfis formados a frio mais flexíveis. Os primeiros trabalhos na área de ligações em perfis formados a frio foram conduzidos pelo professor George Winter na universidade americana de *Cornell*. A partir de ensaios de cisalhamento em ligações de chapas, observou-se que a depender de certos parâmetros, quatro modos de falha podem ocorrer:

- Rasgamento entre furos ou furo e borda.
- Deformação ou esmagamento do material da parede do furo.

- Ruptura da seção líquida.
- Cisalhamento do parafuso.

Estes quatro modos de falha são apresentados esquematicamente na Figura 7.

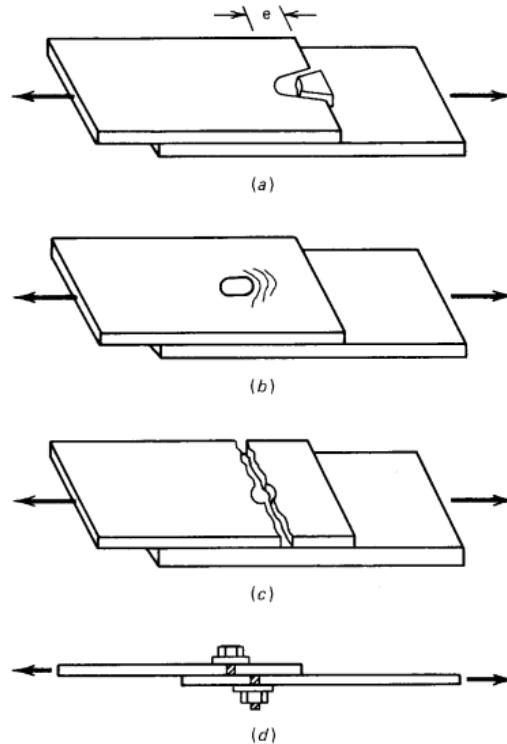


Figura 7 - Modos de falha de ligações em chapas finas. (a) Rasgamento entre furo e borda. (b) Esmagamento da parede do furo. (c) Ruptura da seção líquida. (d) cisalhamento do parafuso. (Fonte: YU; LABOUBE, 2010)

O modo de falha de rasgamento entre furos e furo e borda (Figura 7a) ocorre quando a distância entre furos, ou entre furo e borda, “e”, é relativamente pequena, com o corte geralmente ocorrendo em duas linhas paralelas (YU; LABOUBE, 2010).

O segundo modo de falha observado é o de deformação ou esmagamento do material da parede do furo (Figura 7b). Esse modo será tratado com mais detalhes, pois se trata do modo predominante no caso de ligações a momento fletor e força cortante em perfis formados a frio conforme observado por diversos autores como Lim e Nethercot (2003, 2004), Bryan (1993), dentre outros.

Um terceiro modo de falha é a ruptura da seção transversal líquida (Figura 7c). Segundo Yu e LaBoube (2010), esse modo de falha ocorre devido à concentração de tensões causada pela presença dos furos e de forças concentradas causadas pelos parafusos.

O efeito de concentração de tensões devido aos furos pode ser minimizado com a utilização de arruelas sob a cabeça do parafuso e a porca, já no caso do efeito das forças

concentradas devido ao contato parafuso-chapa, observou-se uma redução da resistência do aço na seção líquida com espaçamentos largos entre parafusos na direção perpendicular à da aplicação da força. A quantidade de parafusos em linha na direção da força aplicada por sua vez, reduz a concentração de tensões e aumenta a tensão última na seção líquida quando comparada com um único parafuso.

O último modo de falha da ligação é o cisalhamento no próprio parafuso (Figura 7d). A possibilidade de ocorrência desse modo de falha deve ser cuidadosamente avaliada, pois se trata de uma falha brusca, e que deve ser sempre evitada. Segundo Yu e LaBoube (2010) considera-se que a falha ao cisalhamento no parafuso se dá de maneira conservadora com 60% da tensão de ruptura do aço do parafuso. Outro ponto curioso relatado é o de que nos ensaios realizados em *Cornell*, mostrou-se que, ao contrário do pensamento intuitivo, a razão entre tensão de cisalhamento e tensão de ruptura independe do diâmetro do parafuso.

Segundo Chung e Ip (2001), os modos (a), (c) e (d) não ocorrem, posto que sejam adotados detalhes de ligação que provenham distâncias mínimas suficientes entre furos e furos e bordas e um número adequado de parafusos. Apontam ainda que devido a esses aspectos, o modo de deformação da parede do furo é o único modo de falha a ser verificado na prática. As expressões normativas para esse modo de falha foram desenvolvidas levando em conta a deformação dos furos, com limite máximo convencional para caracterizar a falha de 0,25 polegada ou 6,4 mm, conforme especifica o AISC (2010b).

Bryan (1993) investigou os parâmetros envolvidos em ligações para avaliar sua influência na resistência por contato em chapas finas e chegou a algumas conclusões importantes as quais são apresentadas de maneira resumida na Tabela 1:

Tabela 1 - Parâmetros e sua influência na resistência de ligações por contato em chapas finas.

Parâmetro	Há Influência	Observações
Diâmetro do parafuso	Sim	Maior o diâmetro, maior o esforço resistente da ligação.
Rotação do parafuso (<i>tilting</i>)	Sim	Para chapas com $t \leq 3,2$ mm esse fenômeno é mais pronunciado, aumentando a resistência ao cisalhamento do parafuso.
Torque aplicado	Não	Influi apenas em situações de serviço. Não influi na resistência última da ligação.
Espessura da chapa	Sim	Quanto mais espessa, maior o esforço resistente.
Tensão de escoamento da chapa	Sim	Maior a resistência da chapa, maior o esforço resistente da ligação.
Tolerância de furação	Não	O comportamento é semelhante ao de ligações com furos ajustados.
Diâmetro e material das arruelas	Sim	O material não afeta o desempenho da ligação, diâmetros maiores por sua vez aumentam o esforço resistente.
Número e posição das arruelas	Sim	Tomando o caso de duas arruelas (sob a cabeça do parafuso e sob a porca) como 100% do esforço resistente, para uma única arruela têm-se 80% e para nenhuma, 70%.
Distâncias dos parafusos	Sim	Para relações $e/d_b \leq 1,5$ ocorre rasgamento da chapa. Para razões superiores ocorre deformação na parede do furo. Para $1,5 < e/d_b \leq 2,5$ o esforço resistente cresce linearmente, sendo que após o limite superior, permanece constante.
Plano de corte	Sim	Se o corte ocorre na região da rosca, as mesmas penetram na parede do furo e precipitam a deformação e posterior rasgamento da chapa.

Obs.: “e” é o gabarito de furação (espaçamentos entre furos ou entre furo e borda) e d_b é o diâmetro do parafuso.

Consistentemente com a Tabela 1 e com o que foi apresentado por Chung e Ip (2001), o AISI (2007a) e o AISC (2010a) determinam as distâncias mínimas para que a ligação apresente modo de falha o mais próximo possível do de deformação da parede dos furos⁹. Essas distâncias mínimas recomendadas pelo AISI (2007a) são dadas a seguir:

- Distância mínima entre centros de furos na direção da força não deve ser inferior a $3d_b$ e a distância entre bordas de furos adjacentes não deve ser inferior a $2d_b$.
- A distância entre o centro de um furo padrão a uma borda não deve ser inferior a $1,5d_b$ e a distância mínima entre a borda de um furo e o fim de uma barra deve ser igual a d_b .

⁹ Prefere-se este modo de falha por se tratar de um modo de falha dúctil, sem ruptura do material.

Com relação ao comportamento estrutural de ligações em perfis formados a frio, no tocante à rigidez e sua influência na resistência dos perfis ligados, pouco é apresentado nas normas que contém normalmente apenas recomendações gerais e parâmetros de investigação.

Segundo o Eurocode 3 – parte 1.1 (ECS, 2005), no item 5.1.2 (1), os efeitos das ligações na deformabilidade global e na distribuição de esforços internos das estruturas geralmente são desprezados. Onde, porém podem ter importância significativa como no caso de ligações semirrígidas tais efeitos devem ser levados em conta na análise estrutural.

No caso de ligações que devam resistir a momento fletor e força cortante, como no caso de ligações de continuidade em terças, o Eurocode 3 – parte 1.3 (ECS, 2006), em sua seção 10.1.3 prescreve que as seguintes características da ligação devem ser determinadas de maneira experimental ou numérica (se validada por um número suficiente de ensaios):

- A rigidez à flexão da região da ligação.
- As características momento-rotação da ligação.
- A resistência da região da ligação ao momento fletor e à reação de apoio.
- A resistência do perfil simples à combinação momento-cortante.

O Eurocode 3 em sua parte 1.8, item 2.5, propõe que as ligações sejam verificadas e seu comportamento estrutural investigado com base na distribuição realística das forças internas e momentos. Adicionalmente, as seguintes hipóteses devem ser utilizadas:

- As forças e momentos internos à ligação estão em equilíbrio com os externos.
- Cada elemento da ligação é capaz de suportar a sua parcela de forças e momentos.
- As deformações impostas por esse equilíbrio não excedem as deformações máximas suportadas por esses elementos.
- A distribuição de esforços internos deve ser realística e levar em conta a rigidez relativa da ligação.
- As deformações assumidas em qualquer modelo físico elastoplástico proposto devem ser baseadas em movimentos de corpo rígido ou deformações no plano que sejam possíveis de ocorrer na realidade.

Já a norma americana do AISI (2007a) não apresenta informações acerca do comportamento das ligações. A norma americana do *American Institute of Steel Construction* ANSI/AISC 360 (AISC, 2010a) e a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) trazem apenas

informações sobre a consideração das ligações na análise estrutural, sendo que a norma americana ainda classifica as ligações em razão de seu comportamento momento-rotação.

O comentário da norma do AISC (2010b) no item B.3.6 diz que a principal suposição para classificar uma ligação com relação ao seu comportamento estrutural é a de que este pode ser representado por uma curva momento-rotação (M- θ).

Com relação à determinação da rigidez, indica que devido ao comportamento não linear das ligações que se manifesta mesmo em níveis baixos de carregamento, a rigidez inicial não é adequada para carregamentos em serviço. Deve-se tomar, portanto a rigidez secante para esses carregamentos. Essa rigidez é dada por:

$$k_{\theta,s} = \frac{M_s}{\theta_s}$$

Uma observação interessante que o comentário da especificação do AISC (2010b) apresenta está transcrita a seguir:

Design for PR construction usually requires separate analyses for the serviceability and strength limit states. For serviceability, an analysis using linear springs with a stiffness given by $K_{\theta,s}$ (see Figure C-B3.2) is sufficient if the resistance demanded of the connection is well below the strength. When subjected to strength load combinations, a procedure is needed whereby the characteristics assumed in the analysis are consistent with those of the connection response. (AISC, 2010b – p.266)

Percebe-se que embora as normas técnicas apresentem modelos e expressões para verificação de elementos e modos de falha isolados e forneçam considerações acerca da avaliação desse comportamento, não apresentam metodologias ou procedimentos de como fazê-lo. Dada essa escassez de informações objetivas, vários trabalhos sobre ligações que transmitem momento fletor e força cortante foram desenvolvidos por diversos autores no sentido de quantificar esse comportamento. Nesses trabalhos foram estudadas configurações particulares de ligações que já são utilizadas na prática (caso de luvas e transpasse em terças com continuidade) e ligações consideradas de fácil aplicação em pórticos formados por perfis formados a frio, uma vez que se estabeleça o seu comportamento. Vale destacar que os resultados e modelos determinados nesses trabalhos podem ser utilizados dentro dos limites

de dimensões e condições dos ensaios realizados. À medida do possível, extrapolações devem ser feitas com muita cautela (AISC, 2010b).

O comportamento de rigidez de ligações a momento fletor de algumas configurações de ligação usuais em sistemas de terças foi investigado por Bryan (1993) e a sua modelagem através de uma mola de rotação foi proposta.

Inicialmente, baseado em curvas experimentais força-deslocamento obtidas em ensaios de cisalhamento (*lap shear tests*), para espessuras de chapas menores que 8,0 mm, apresentou a seguinte expressão para determinar a rigidez de contato da parede dos furos, k_h , Equação (25):

$$\frac{1}{k_h} = 5n \left(\frac{10}{t_1} + \frac{10}{t_2} - 2 \right) 10^{-3} \quad [\text{mm/kN}] \quad (25)$$

Onde n é um fator que depende da posição do plano de cisalhamento no parafuso, do número de parafusos, do tipo de solicitação (momento ou tração) e do tipo da ligação. Apontou ainda que o escorregamento devido à tolerância de furação ocorre já sob o peso próprio da estrutura e, portanto pode ser desconsiderado. O valor de $n = 3,0$ pode ser utilizado como caso geral. Na Equação (25), t_1 e t_2 são as espessuras das chapas dos perfis conectados.

De posse da rigidez à deformação dos furos em chapas, determinou a rigidez rotacional da ligação em terças com luvas, devida exclusivamente à deformação dos furos, analisando três configurações de furação, com dois, três e quatro parafusos. Lançou mão para isso, do método vetorial, conforme apresentado, entre outros, por Salmon et al. (2008). Para o caso de quatro parafusos, o mais usual, a rigidez rotacional da ligação devida à deformação dos furos fica conforme a Equação (26):

$$k_{\theta,s} = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{(s^2 + g^2)k_h}{2} \quad (26)$$

Onde s e g são o gabarito da furação e k_h conforme a Equação (25).

Um trabalho complementar ao de Bryan foi desenvolvido por Chung e Ip (2001) para verificar a aplicabilidade das expressões normativas de previsão de resistência para o modo de falha de pressão de contato na parede dos furos, para aços de alta resistência e conseqüentemente menor ductilidade. Os aços normalmente empregados em perfis formados a frio têm resistências ao escoamento entre 250 e 400 MPa, porém esse limite superior vem aumentando cada vez mais com o emprego de aços de resistências ao escoamento de até

550 MPa. Por meio de modelos numéricos em elementos finitos, os autores mostram que as regiões plásticas que se formam em torno dos furos da ligação em aços mais resistentes são menores que nos aços comuns e, portanto a sua ductilidade fica reduzida. Em virtude de tal constatação, propõem correções nas expressões de previsão de resistência.

Chung e Lau (1999), Wong e Chung (2002), Lim e Nethercot (2003, 2004a e 2004b), Yu et al. (2005), Dundu e Kemp (2006) e Mahendran et al. (2011) investigam experimentalmente o comportamento estrutural de ligações a momento fletor com possibilidade de utilização em pórticos formados inteiramente em perfis formados a frio. Essas ligações são predominantemente entre pilares e vigas de perfis do tipo U enrijecido, costa-a-costa, com ou sem a utilização de chapas de nó.

Chung e Lau (1999), por meio de três séries de ensaios em escala real, investigam o comportamento estrutural e a adequabilidade para uso prático de dois tipos de ligações entre perfis formados a frio: entre pilares e suas bases, constituídas de perfil laminado tipo “T” e entre vigas e pilares com chapas de nó. Avaliando três geometrias de chapas de nó e o uso de aço laminado a frio e a quente, concluem que a geometria da chapa de nó com chanfros e enrijecimento na borda comprimida é a mais eficiente, sendo considerada rígida e adequada do ponto de vista estrutural. Nas outras geometrias, ocorreram instabilidades da chapa, não sendo adequadas para uso.

Wong e Chung (2002) seguiram a mesma linha de pesquisa anterior e adicionaram a investigação de ligações internas em pilares (duas vigas chegando no pilar). Neste trabalho mostraram que o detalhe de fabricação da chapa de nó e sua espessura são determinantes no modo de falha. Para chapas sem chanfros e de espessura reduzida, a falha se dá na própria chapa, enquanto que aumentando a espessura esta falha passa para o perfil. Mostraram ainda que ao se utilizarem chanfros os resultados são melhores, mesmo reduzindo a espessura da chapa. Por fim, os resultados mostraram que a resistência da ligação é proporcional à razão $2L_t/h$ (L_t - comprimento da ligação e h - altura do perfil) e que para essa razão superior a 2,4 a falha ocorre no perfil, com momento fletor resistente em torno de 90% do teórico, sendo essas ligações consideradas adequadas.

Dando prosseguimento ao trabalho de Wong e Chung (2002), Yu et al. (2005) propõem expressões e modelos para avaliar a rigidez e verificar a resistência das ligações ensaiadas pelos primeiros, cuja falha se deu pela combinação momento-cortante no perfil. Baseados em um modelo vetorial determinam os esforços nos parafusos da ligação e conseqüentemente a distribuição interna de esforços na ligação. Apontam que utilizando os esforços encontrados pelo modelo vetorial acoplado à curva de interação momento-cortante

das normas técnicas, uma previsão conservadora de 90% da força máxima experimental é obtida.

Do ponto de vista da rigidez, atribuíram a deformabilidade da ligação a três parcelas: deformação devida ao momento fletor no perfil, na chapa de nó e deformação da parede dos furos. A partir da normalização das curvas momento-rotação experimentais e a implementação em um modelo de barras em EF que leva em conta essas curvas através de molas de rotação, ajustam expressões para cálculo das parcelas de deformabilidade da ligação devidas à deformação da parede do furo, que se ajustam muito bem aos resultados experimentais, validando segundo os autores tanto as expressões como o modelo de barras proposto.

Ligações a momento em perfis formados a frio também podem ser utilizadas em juntas de beiral e de cumeeira em estruturas de pórticos. Essas juntas, à semelhança das presentes nos trabalhos reportados anteriormente, também são executadas com uso de chapas de nó parafusadas às almas dos perfis que compõem esses pórticos. Nessa linha, Lim e Nethercot (2003, 2004a e 2004b) estudam a resistência e a rigidez das ligações de cumeeira e beiral, levando em conta a influência da mesma no seu comportamento. Se comparado com o trabalho de Chung e Lau (1999), chegam a algumas conclusões mais gerais. Uma visão das ligações estudadas pode ser conferida na Figura 8.

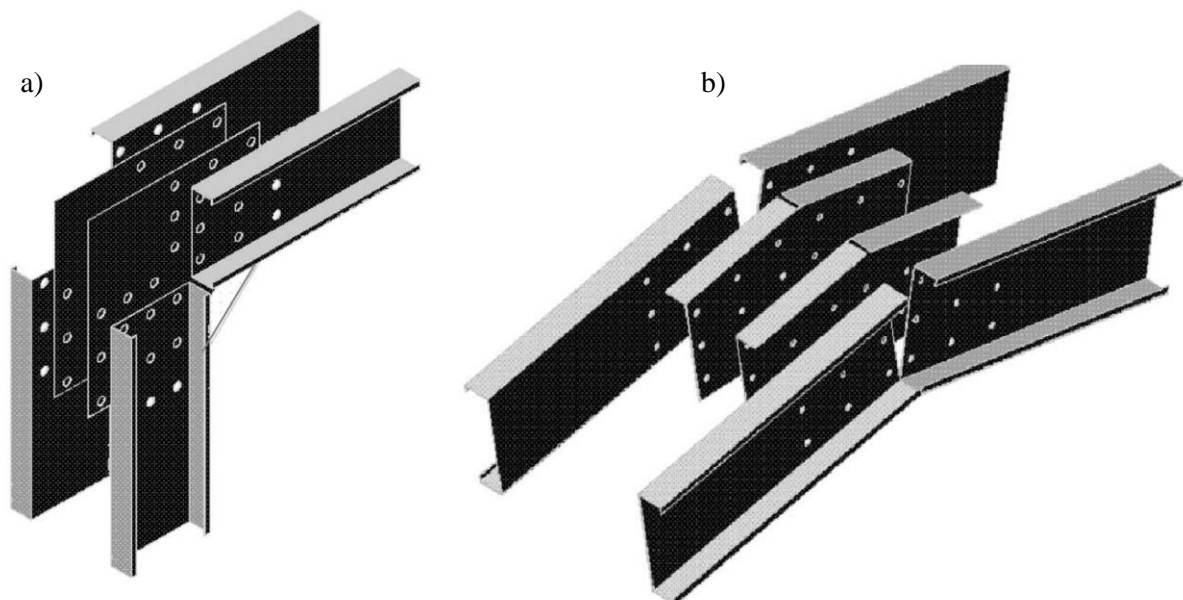


Figura 8 - Detalhe das ligações investigadas por Lim e Nethercot (2003, 2004a e 2004b). (a) Junta de beiral. (b) Junta de cumeeira.

Detalhando as chapas de nó de maneira adequada e travando os nós lateralmente, os autores fizeram com que a falha ocorresse nos perfis conectados. O programa experimental

consistiu de ensaios em quatro configurações de ligação, nomeadas A, B, C e D. Essas chapas de nó tinham gabaritos de furação que resultaram em razões entre o transpasse do perfil com a chapa e a altura do perfil ($2L_t/h$) de 1,88; 2,32; 2,76 e 3,66 respectivamente.

Os resultados mostram que para valores de $2L_t/h$ crescentes, o momento fletor resistente experimental (M_{exp}) também aumenta, sendo as razões M_{exp}/M_{Rk} encontradas de 0,77; 0,81; 0,85 e 0,90 respectivamente para as ligações A, B, C e D. Devido à montagem do aparato de ensaio, o perfil estava sujeito à flexão pura, não sofrendo portanto influência da cortante.

Uma observação apontada pelos autores é a de que a instabilidade local da alma dos perfis, reduz sua restrição à instabilização da mesa, reduzindo a capacidade resistente da seção.

Outro ponto importante do trabalho de Lim e Nethercot (2003) é o fato de apontarem que imperfeições iniciais locais e distorcionais tem pouca influência na capacidade resistente do perfil.

Das análises paramétricas dos esforços resistentes em modelo avançado de EF, concluem que quanto mais fina a chapa, menor o momento fletor resistente da ligação e menor a influência da quantidade de parafusos. Quanto mais espessa, maior a influência da quantidade de parafusos na ligação para comprimentos menores. À medida que o comprimento da ligação aumenta, menor a influência do número de parafusos no momento fletor resistente e que ligações usuais, com valor de $2L_t/h$ superior a 2,0 podem ser consideradas eficientes, e o momento fletor resistente pode ser tomado como 80% do previsto nas normas técnicas. Essa última observação está em acordo com o que já havia sido apresentado nos trabalhos precedentes.

Em um artigo complementar, Lim e Nethercot (2004a) analisam a ligação do ponto de vista da rigidez, e também propõem expressões para modelar a região da ligação em elementos de barra, levando em conta a deformação da parede dos furos. Apontam que as deformações em serviço são menores que 1,0 mm. Por meio de um modelo vetorial, transformam as parcelas de flexibilidade em molas de rotação. O seguinte modelo em elementos finitos de barra, apresentado na Figura 9, foi proposto para análise estrutural das ligações de cumeeira no que tange a deslocamentos e deformações.

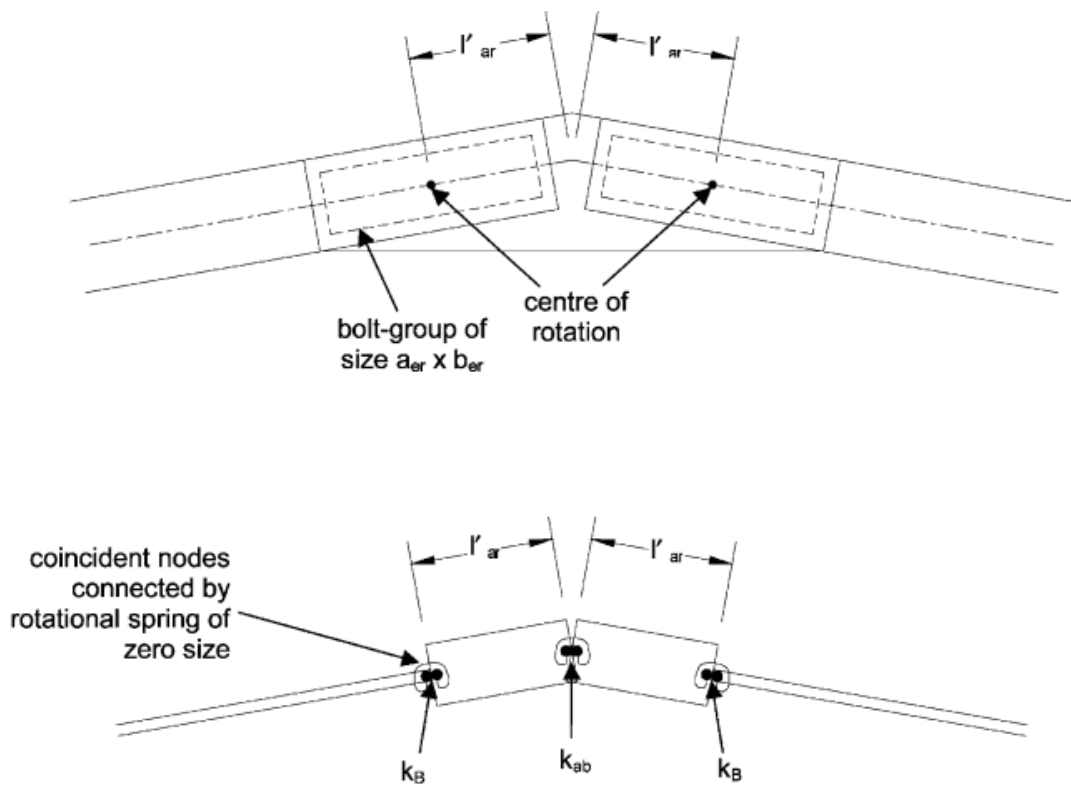


Figura 9 - Idealização da ligação em elementos finitos de barras. (Fonte: LIM; NETHERCOT, 2004a)

Nesse modelo a parcela de rigidez da chapa de nó é considerada pela mola k_{ab} e o trecho da ligação é uma barra rígida. A parcela de rigidez da deformação dos furos é a mola k_B . Esses modelos foram testados em Lim e Nethercot (2004b), com base na comparação com ensaios em escala real de pórticos. Um ponto interessante é que a rigidez de contato da parede dos furos foi modelada como sendo constante, ou seja, com uma relação linear entre a força aplicada e a deformação do furo, gerando resultados muito próximos daqueles onde se levou em conta seu comportamento não linear.

Dundu e Kemp (2006) analisam a ligação de beiral entre a viga e o pilar de um pórtico. O modo de falha observado foi o de instabilidade local da mesa comprimida e da alma do perfil na região adjacente à ligação, e concluem que de maneira geral e a favor da segurança, o momento fletor resistente de tais ligações (do perfil ligado) e conseqüentemente do pórtico em si deve ser considerado o menor valor entre o momento fletor da ligação determinado por análise vetorial e o momento fletor resistente do perfil, tomando suas propriedades efetivas e aplicando um redutor de 0,80 ao seu valor.

Mahendran et al. (2011) investigam os quatro tipos de ligações da Figura 10. Verifica-se que as ligações propostas (à exceção da T1) atendem aos critérios de resistência para

considerá-las semirrígidas. Os momentos fletores resistentes máximos dos perfis na seção do fim da ligação superaram 70% dos previstos em norma.

Connection Type	Side and front profile	Front and back view of assembled connections
(a) Bolt only connection (T1) 4 bolts used		
(b) Angle web cleat (T2) 8 bolts used		
(c) Header & seater connection (T3) 12 bolts used		
(d) Angle web cleat plus header & seater connection (T4) 16 bolts used		

Figura 10 - Ligações investigadas por Mahendran et al. (Fonte: MAHENDRAN et al., 2011)

2.4 Comportamento Estrutural de Terças de Aço com Continuidade

Terças com continuidade nos apoios podem ser obtidas mediante o uso de ligações parafusadas entre as terças adjacentes, seja por meio do transpasse direto dos perfis ou mediante a utilização de outro segmento curto de perfil denominado luva (ou cobrejunta). Como as terças não possuem, nesse caso, continuidade física (perfeita), elas estão sujeitas aos problemas inerentes às ligações, conforme o exposto nos itens anteriores. A seguir é apresentado o que de mais importante foi feito até o presente (2013) para determinar o comportamento estrutural de terças com continuidade nos apoios. Vale nota, o fato de que praticamente tudo que foi publicado sobre esse assunto diz respeito a perfis do tipo U ou Z, com larga vantagem para o último.

2.4.1 Ligações por Transpasse

Na tentativa de compreender o comportamento estrutural de ligações por transpasse em terças com continuidade nos apoios, diversos trabalhos baseados em campanhas experimentais foram realizados por Ghosn e Sinno (1995, 1996), Ho e Chung (2004, 2006a e 2006b), Chung e Ho (2005), Zhang e Tong (2008), Dubina e Ungureanu (2010) e Pham et al. (2012). O foco principal dos trabalhos se dá na direção de identificar os modos de falha nessas ligações, determinar procedimentos de avaliação e verificação dos esforços resistentes e propor métodos para determinar a rigidez da região da ligação, permitindo introduzi-la de maneira adequada na análise estrutural.

Os precursores do estudo sistemático de ligações por transpasse em terças foram Ghosn e Sinno (1995, 1996). Em seu trabalho, mediante uma grande quantidade de ensaios da região da ligação (28 ensaios) determinam a influência das tensões normais e de cisalhamento na falha e propõem expressões empíricas para avaliar a rigidez equivalente da região da ligação, para utilização na análise estrutural em serviço (deslocamentos e deformações). Os autores concluem que a falha se dá por instabilidade local na mesa¹⁰ comprimida da terça, na seção imediatamente após o fim do transpasse e para as razões ensaiadas de $2L_t/h$ entre 2,5 e 5,0 há um aumento significativo na capacidade resistente das terças e para razões superiores, esse acréscimo é desprezível. A investigação das tensões mostra que a falha ocorre predominantemente pelas tensões normais do momento fletor e, por conseguinte, a interação com a força cortante pode ser ignorada.

Sem dúvida os trabalhos mais completos em se tratando de ligações por transpasse em terças são os realizados por Ho e Chung (2004, 2006a e 2006b) e Chung e Ho (2005). Nesta série de trabalhos, os autores apresentam os resultados de uma vasta campanha experimental para entender o comportamento estrutural dessas ligações.

Em Ho e Chung (2004) 26 ensaios foram realizados em duas configurações de ligação usuais, com razões $2L_t/h$ variando entre 1,2 e 6,0.

A falha ocorreu na zona do fim do transpasse (no perfil individual) em todos os ensaios, pela instabilidade local da mesa comprimida¹⁰ que se propagou para a alma. Observação semelhante às de Ghosn e Sinno (1995) para razões entre transpasse e vão inferiores a 0,5. Sob grandes deslocamentos, uma distorção severa dos perfis no fim do

¹⁰ Instabilidade de chapa, evidenciada pela descrição do mecanismo de falha apresentada nos textos e pela utilização do método da largura efetiva na verificação.

transpasse sempre ocorreu e deformações significativas dos furos puderam ser observadas para razões $2L_t/h$ inferiores a 4,0.

Avaliando os resultados dos experimentos, os autores concluem que os parâmetros fundamentais para avaliar os esforços resistentes e a rigidez são a razão $2L_t/h$ e a razão entre o comprimento de transpasse e o vão da terça (L), $2L_t/L$.

Com relação ao momento fletor resistente, para razão $2L_t/h$ inferior a 2,0, a ligação desenvolve valor inferior ao de um perfil com continuidade física. Do ponto de vista da rigidez, apontam que a rigidez inicial (em regime elástico) é proporcional a $2L_t/h$, e portanto, quanto maior o comprimento da ligação, mais rígida. A rigidez plena, igual à de uma terça fisicamente contínua é obtida para $2L_t/h$ superior a 4,0. Para as ligações mais curtas, a queda de rigidez se deve às maiores forças de contato nos parafusos e conseqüentemente maiores deformações dos furos. A maior quantidade de parafusos na ligação tem uma influência positiva na rigidez, mas de monta secundária.

Dando seqüência ao trabalho anterior, Chung e Ho (2005) apresentam uma metodologia para verificação dos esforços resistentes. Baseados no método vetorial, os autores determinam a distribuição de esforços internos à região da ligação e propõem que a seção do fim do transpasse seja verificada de acordo com as curvas de interação momento fletor – força cortante das normas técnicas. Uma correção na expressão de cálculo da força cortante resistente é proposta, levando em conta o caráter localizado da semionda de instabilidade local na alma.

Por fim, apresentam que, inversamente, a partir das equações e diagramas de esforços internos à ligação propostos, acopladas ao modelo de verificação normativo de resistência pela interação momento-cortante, estas ligações podem ser projetadas com segurança, com solicitações máximas inferiores às experimentais.

Ho e Chung (2006a), finalizando o trabalho iniciado em Ho e Chung (2004) abordam agora as características de rigidez da ligação. Propõem que a deformabilidade da ligação e suas parcelas de deslocamento vertical sejam devidas principalmente à deformação advinda das tensões normais do momento fletor, das tensões de cisalhamento da força cortante e da deformação do furo. Com base em expressões empíricas que fornecem a relação entre a força no parafuso e a deformação do furo, e no modelo vetorial de Chung e Ho (2005), determinam as forças que atuam nos parafusos e conseqüentemente a deformação do furo, bem como a sua parcela correspondente no deslocamento total da terça.

Em Ho e Chung (2006b) desenvolvimento semelhante aos trabalhos anteriores é realizado, porém com uma modificação da configuração da ligação: agora são introduzidos

parafusos autobrocantes nas mesas. Resultados praticamente idênticos às configurações sem ligação das mesas foram obtidos no tocante aos modos de falha e aos esforços resistentes. Com relação à rigidez, houve uma pequena redução¹¹, da ordem de 10 a 20% se comparados a seus pares sem as mesas conectadas.

Zhang e Tong (2008) realizam trabalho semelhante ao de Ho e Chung (2006b), pois as configurações de ligação ensaiadas tinham além da alma, as mesas conectadas por parafusos autobrocantes. Outro ponto singular neste trabalho é a consideração de furos elípticos na direção longitudinal da terça com vistas a facilitar a execução e representar, segundo os autores, prática comum de fabricação.

As razões $2L_t/h$ dos modelos ensaiados foram de 3,75 e 7,50 e os modos de falha predominantes foram os mesmos apresentados por Ho e Chung.

Os autores apontam que o momento fletor resistente da seção interna da ligação (seção dupla) pode ser considerado aproximadamente a soma dos momentos fletores resistentes individuais dos perfis (obtidas em normas técnicas) e que esse momento fletor independe do comprimento de transpasse. Já na região do fim do transpasse, no perfil simples, o momento fletor resistente da seção é na média, 0,87 do teórico normativo. Esse resultado é atribuído à presença de furos nessa seção e pela interferência entre os perfis transpassados. É proposto que se utilizem conservadoramente os valores 0,80 e 0,85 do momento fletor resistente teórico, respectivamente no caso de parafusos autobrocantes apenas nas mesas tracionadas e em ambas as mesas.

Com relação à rigidez da ligação, apresentam os seguintes valores de coeficiente de modificação (α) do momento de inércia da região da ligação (produto de inércia equivalente - αEI) para análise estrutural como viga não prismática:

- Para análise de tensões (ELU):

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{se } 2L_t/L \text{ igual a } 10\% \\ 2,0 & \text{se } 2L_t/L \text{ igual a } 20\% \end{cases}$$

- Para análise de deslocamentos (ELS):

$$\alpha = \begin{cases} 0,4 & \text{se } 2L_t/L \text{ igual a } 10\% \\ 0,8 & \text{se } 2L_t/L \text{ igual a } 20\% \end{cases}$$

¹¹ Não explicado pelos autores. Possivelmente, devido à alteração do número de parafusos na alma (redução em dois para cada configuração), que são os contribuintes principais na rigidez rotacional da ligação.

Os valores anteriores mostram a influência da razão entre o comprimento de transpasse e o vão na rigidez. Conclui-se que parafusos autobrocantes nas mesas do lado comprimido não têm efeito significativo na rigidez dessas ligações.

Baseados nos resultados experimentais apresentados por Ho e Chung (2004 e 2006b) e de Zhang e Tong (2008), a contribuição de Dubina e Ungureanu (2010) se resume à proposição de verificação de resistência do perfil simples no fim do transpasse com base nas curvas de interação normativas entre momento fletor e *web crippling*.

Os autores também propõem que a rigidez das ligações por transpasse, tem a parcela de flexibilidade principal devida à deformação da parede dos furos, e apresentam um modelo vetorial proposto por Zaharia e Dubina (2006) para determinação da rigidez rotacional da ligação. Em tal modelo, a rigidez de mola de rotação inicial, chamada S_j , é dada de maneira explícita em função das dimensões da ligação pela seguinte expressão empírica, Equação (27):

$$S_j = \frac{13,6a^2\sqrt{d_b}}{\left(\frac{5}{t_1} + \frac{5}{t_2} - 1\right)} \text{ [kNmm/rad]} \quad (27)$$

Onde d_b é o diâmetro do parafuso, t_1 e t_2 são as espessuras de chapa dos perfis ligados, e “a” conforme a Figura 11.

A partir desta expressão, podem ser determinadas tanto a rotação relativa da ligação como a distribuição de esforços solicitantes ao longo da viga considerando a ligação como semirrígida. A Figura 11 mostra o modelo mecânico de Zaharia e Dubina (2006).

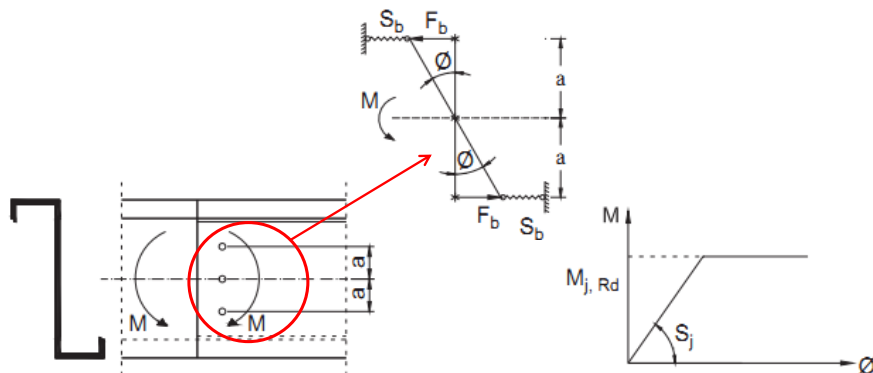


Figura 11 - Modelo vetorial de ligações por transpasse. (Adaptado de: DUBINA; UNGUREANU, 2010).

Por fim, Pham et al. (2012) propõem que a verificação da resistência das terças na seção do fim do transpasse seja feita pela interação momento fletor – força cortante, com a

força cortante resistente teórica determinada por meio de um procedimento à semelhança do MRD.

Baseados em resultados de extrapolações de modelos numéricos avançados em EF, concluem que para ligações com $2L_v/h$ inferior a 2,0, a curva de interação da norma australiana é contra a segurança, mesmo com a força cortante resistente modificada. Esse comportamento é atribuído à distorção severa dos perfis no fim da ligação, causando descontinuidade entre as terças, reduzindo a resistência nessa região.

No caso de ligações com comprimentos maiores, concluem que a curva da norma australiana pode ser utilizada, desde que o momento resistente seja baseado no modo distorcional. A Tabela 2 resume as principais observações constantes na literatura e descritas anteriormente.

Tabela 2 - Resumo das principais observações constantes na literatura acerca do comportamento estrutural de ligações por transpasse em terças.

Característica	Resumo da Literatura
Modo de falha	Combinação de distorção da mesa no fim do transpasse e mecanismo local na mesa e na alma do perfil na seção do fim do transpasse.
Fatores influentes na rigidez e no momento fletor resistente	Comprimento do transpasse, a configuração geométrica da ligação, a espessura da chapa e a razão entre vão e comprimento de transpasse.
Esforços resistentes	Em geral, ligações por transpasse aumentam o momento fletor resistente da terça, embora na região da falha especificamente, ocorra uma redução do mesmo, em torno de 10% a 20%.
Verificação dos esforços resistentes	Segundo alguns trabalhos, aplicando-se um modelo vetorial e a curva de interação M-V das normas técnicas, pode-se prever com segurança os esforços últimos. Em outros se constata que o modelo normativo é inseguro.
Componentes de flexibilidade	As componentes de flexibilidade da ligação são devidas ao momento fletor e força cortante, mas a principal causa da perda de rigidez da ligação é a deformação dos furos da ligação.
Comportamento momento-rotação	O comportamento momento-rotação das ligações é fortemente não linear em virtude das deformações das paredes dos furos.

2.4.2 Ligações com Luva

As ligações com luva possuem uma grande vantagem com relação à ligação por transpasse no tocante ao transporte e à montagem. Geralmente a montagem em campo leva menos tempo e tem menos custos (GUTIERREZ et al., 2011).

Um trabalho pioneiro na investigação das características de rigidez de ligações com luva foi desenvolvido por Moore (1990) e motivado pela grande quantidade de estruturas leves de telhados que sofreram danos devido às fortes nevascas de 1981 e 1982 no Reino Unido.

Mediante um grande número de ensaios, as características momento-rotação de quatro tipos de perfis foram determinadas: perfil sigma, Z enrijecido a 90°, Z enrijecido a 35° e perfil zeta. As razões entre comprimento de transpasse e altura dos perfis ($2L_t/h$) ensaiados foram respectivamente 7,15; 2,98; 2,98 e 5,56.

O autor relata que a falha em todos os ensaios se deu na seção individual no fim da ligação pela instabilidade local da mesa comprimida. Com relação os esforços resistentes dos perfis, aponta que a introdução da ligação com luva aumenta o momento fletor resistente, em comparação com uma terça equivalente com continuidade física.

Com relação à rigidez da ligação, mostra pelas curvas momento-rotação que seu comportamento é não linear, como resultado do escorregamento dos parafusos, do esmagamento localizado da parede dos furos nos estágios iniciais de carregamento, e pela instabilidade local das mesas comprimidas.

Com base nesses resultados, Moore propõe que a rigidez da ligação seja considerada na análise estrutural através de uma mola de rigidez rotacional com comportamento elastoplástico.

Já no trabalho de Gutierrez et al. (2011), o foco se baseou em modelagem numérica. Nesse trabalho dois ensaios de um ponto de aplicação de força (a meio vão) foram feitos em modelos com razão única $2L_t/h$ de 2,1.

O modo de falha observado, diferentemente daquele de Moore (1990), foi a distorção da luva. Com relação ao comportamento estrutural, obteve-se momentos fletores máximos inferiores aos de perfis com continuidade física. A rigidez resultou também muito inferior, concluindo os autores, que diferentemente de ligações por transpasse, o comprimento da ligação por luvas deve ser maior que em ligações por transpasse para atingir a mesma rigidez.

Bryan (1993), conforme já citado anteriormente, determina uma expressão analítica para a rigidez rotacional da ligação, baseado em uma série de ensaios de cisalhamento direto em chapas. Tan et al. (2002) estendem o trabalho de Bryan (1993), adaptando as expressões propostas por ele para diferentes diâmetros de parafusos. Tanto o trabalho de Bryan (1993) como de Tan et al. (2002) são uma simplificação do comportamento descrito no trabalho de Moore (1990), uma vez que ambas as expressões e procedimentos propostos conduzem a uma relação momento-rotação linear.

Recentemente, Wang et al. (2012) propõem um método para análise da rigidez rotacional levando em conta a não linearidade momento-rotação devida à deformação da parede do furo, observada nessas ligações.

2.5 Metodologia de Projeto Atual

Para melhor aproveitar um perfil com relação aos seus esforços resistentes e conseqüentemente economizar material, a utilização de um sistema estrutural em viga contínua é muito interessante, pois conforme apontado no item 2.1, há uma redistribuição de momentos fletores entre o vão e os apoios, o que diminui o valor do momento fletor solicitante máximo.

Na prática, com grandes, ou muitos vãos, obter uma viga com continuidade física depende de ligações soldadas de campo que devem ser evitadas devido às dificuldades de controle de qualidade e aos custos. Para minimizar esse aspecto, trechos maiores de terças contínuas poderiam ser utilizados com soldas de fábrica, porém o transportes e a montagem seriam mais onerosos e demorados devido às grandes dimensões e peso dos perfis.

Uma alternativa interessante é o emprego de ligações parafusadas para conferir continuidade entre os vãos adjacentes de terças e vigas. Para o caso específico das terças de cobertura, dois tipos de ligação são os mais comuns: transpasse e luvas. Em ambos os casos a ligação é capaz de transferir momento fletor e força cortante pela composição de forças de contato desenvolvidas nos furos e parafusos. Obviamente se tratam de ligações semirrígidas ou rígidas, a depender das configurações geométricas e da distribuição de esforços solicitantes, sendo difícil quantificar analiticamente as características do comportamento estrutural das mesmas, no tocante à rigidez e aos esforços resistentes. Tais características são de suma importância para determinação dos esforços solicitantes e as conseqüentes verificações de segurança e de serviço.

Devido às dificuldades mencionadas, algumas hipóteses acerca das restrições a deslocamentos laterais, da continuidade efetiva e dos esforços resistentes das ligações são feitas atualmente para executar a análise estrutural e permitir o projeto de sistemas de cobertura de múltiplos vão com continuidade nos apoios.

O Eurocode (2006b) não traz informações a respeito da análise de ligações de continuidade em terças, sendo que apenas recomenda que as características de rigidez das ligações sejam levadas em conta na análise estrutural para determinação dos esforços solicitantes e deslocamentos.

A prática comum nos Estados Unidos, e que se difundiu pelo mundo é a de considerar no caso de ligações por transpasse (e que pode ser adaptada às ligações com luva) que (MURRAY; ELHOUAR, 1994):

- O momento de inércia da região do transpasse é igual à soma dos momentos de inércias dos perfis ligados.

- Os esforços resistentes da ligação na região transpassada são iguais à soma dos esforços resistentes individuais dos perfis ligados.

- Os painéis constituídos pelas telhas conectadas à mesa superior dos perfis conferem travamento lateral contínuo.

- Para carregamentos de gravidade, a mesa inferior comprimida próxima aos apoios internos é considerada totalmente travada entre o apoio e o fim do transpasse. O ponto de inflexão do diagrama de momento fletor também é considerado um ponto travado lateralmente conforme a Figura 12.

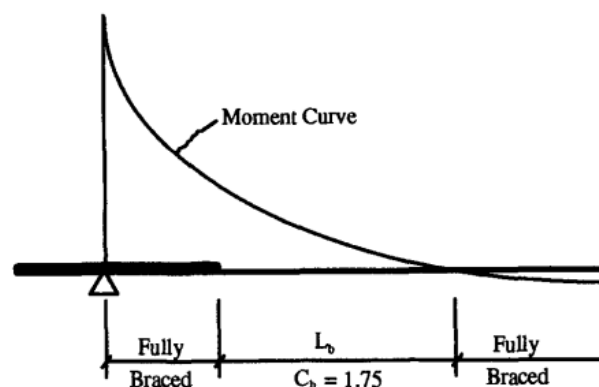


Figura 12 - Hipótese de travamento lateral. (Fonte: MURRAY; ELHOUAR, 1994)

- A seção crítica é aquela no fim do transpasse no perfil simples, sendo que sua verificação se dá pela interação momento fletor-força cortante.

- A distribuição de tensões, dado que haja um correto sistema de contraventamento é admitida restringida em torno do eixo de inércia perpendicular à alma.

Para mostrar a validade de tais hipóteses, Murray e Elhouar (1994) apresentam uma análise baseada em 24 ensaios de sistemas contínuos de terças com ligações por transpasse. Comparando os carregamentos experimentais máximos para falha em uma seção, com aqueles obtidos fazendo-se uma análise estrutural com a adoção das hipóteses apresentadas, chegaram a um erro de modelo com média 0,924 e desvio padrão de 0,093, o que mostra um caráter não conservador do modelo adotado, diferente da conclusão a que chegam os autores, ao apontarem que a segurança de projeto não é comprometida.

Em 2009, o AISI lançou uma edição do *Design Guide for Cold-Formed Steel Purlin Roof Framing Systems* (AIS, 2009) para auxiliar os engenheiros na elaboração de projetos e na verificação da segurança desse tipo de sistema. O foco desse guia é a determinação, a quantificação e a análise das forças de ancoragem nos apoios e das restrições laterais e à torção, impostas por sistemas de contraventamento e painéis rígidos ligados às mesas dos perfis. Complementarmente, apresenta algumas considerações sobre os métodos de desenvolvimento de sistemas de cobertura e as hipóteses de projeto. Dois exemplos completos de verificação de uma terça com quatro vãos sujeita a carregamentos de gravidade e vento de sucção são apresentados, tanto para a filosofia dos estados limites como para das tensões admissíveis.

Em seu capítulo 2, apresenta o método R da norma ANSI/AISI S100 (AIS, 2007a) para cálculo do momento resistente de terças ligadas a telhas de aço através de parafusos autobrochantes ou autoatarraxantes sujeitas a carregamentos de sucção. O método de teste base, ou *Base Test Method*, é apresentado para determinação da resistência a momento de terças ligadas a telhas zipadas ou clipadas sujeitas tanto a carregamentos gravitacionais como de sucção.

Com relação ao projeto de terças com continuidade, primeiramente aponta as hipóteses assumidas tanto na análise quanto na verificação de tais sistemas. Tais hipóteses são enumeradas a seguir e adaptadas do referido *design guide*:

- A flexão é forçada em torno do eixo de inércia perpendicular à alma.
- O painel rígido formado pelas telhas parafusadas diretamente às terças, provê travamento lateral contínuo às mesmas na região de momento fletor positivo.

- No caso de telhas zipadas ou clipadas, o travamento é parcial e deve ser determinado com base no método experimental apontado anteriormente ou levando em conta a flambagem lateral com torção entre pontos efetivamente contraventados conforme determinado em norma.

- O ponto de inflexão do diagrama de momentos fletores é um ponto contraventado.

- Para a análise estrutural, a terça pode ser considerada prismática, ou seja, com momento de inércia constante, sem considerar o momento de inércia aumentado do transpasse, ou como viga não prismática, levando em conta a mudança de momento de inércia na zona do transpasse.

- O uso de furos pouco alongados na ligação, com vistas a facilitar a execução, não interfere na resistência da terça contínua.

- A seção crítica para verificação do momento fletor resistente é a do fim do transpasse, no perfil isolado, e a falha se dá pela combinação momento fletor – força cortante.

O *design guide* tece alguns comentários acerca das hipóteses apresentadas, sendo que as mais importantes serão destacadas.

Sobre a hipótese de que a flexão é forçada em torno do eixo de inércia perpendicular ao plano da alma, aponta que no caso dos perfis do tipo Z ponto simétrico, isso não ocorre, mas que essa hipótese é universalmente utilizada e implícita inclusive nas expressões de dimensionamento apresentadas nos documentos normativos. Esse ponto será discutido separadamente na Seção 4.

Já em relação ao tipo de análise a ser efetuada, ocorre que, caso a terça seja considerada prismática, o momento fletor positivo no vão é maior, tanto no caso de carregamento de gravidade como para vento de sucção, e esse pode ser crítico. Caso se considere viga não prismática, onde na prática o momento de inércia do transpasse é considerado como a soma dos momentos de inércia dos perfis ligados, o momento fletor nos apoios passa a ser maior e pode ser crítico.

It follows then that the prismatic assumption is more conservative if the controlling strength location is within the span (the positive moment region) and that the non-prismatic assumption is more conservative if the controlling strength location is at the supports, i. e. within or near the lap (the negative moment region). (Fonte: AISI, 2009 – p.30)

A continuidade total nunca será atingida, mas segundo as análises de Murray e Elhouar (1994), uma análise não prismática considerando a soma dos momentos de inércia é a mais próxima da realidade. Essa afirmação é rebatida por Epstein et al. (1998).

O ponto de inflexão não é um ponto contraventado segundo o AISC (2010b), Bryant e Murray (2000) e Epstein et al. (1998). A consideração de que esse ponto é contraventado, considerando $C_b = 1,67$, no entanto, em face dos resultados experimentais apresentados na segunda referência ainda é conservador.

Por fim, com relação à seção crítica de verificação da resistência, as seguintes considerações são feitas:

The industry practice is to assume the critical location is immediately outside of the lapped portions of continuous Z-purlin systems, that is, in the single purlin, as opposed to at the web bolt line. The rationale for the assumption is that for cold-formed Z-purlins, the limit state of combined bending and shear is actually web buckling. Near the end of the lap and specially at the web-to-web bolt line, out of plane movement is restricted by the non-stressed purlin section, thus buckling cannot occur at this location. (...) The corresponding assumption for C-purlin systems is that the shear plus bending limit state occurs at the web-to-web vertical bolt line. (Fonte: AISI, 2009 – p.31)

Os trabalhos descritos nos itens 2.3 e 2.4 comprovam a hipótese da seção crítica, mas ainda há divergências sobre os outros pontos comentados. Sobre eles, Epstein et al. (1998) apontam que se a análise estrutural for realizada considerando viga prismática, o momento fletor nos apoios será exatamente o dobro do momento fletor no meio do vão. No caso de análise não prismática, à medida que se aumenta o momento de inércia do transpasse, com limite superior igual à soma dos momentos de inércias dos perfis ligados, o momento fletor no apoio aumenta, sendo esse aumento função da razão entre o momento de inércia no apoio e do perfil simples, e da razão entre o comprimento de transpasse e o vão da terça. Portanto, no caso de avaliação do momento fletor a meio vão, uma análise prismática é mais segura e para esse esforço nos apoios, uma análise não prismática. No entanto esse aumento no momento fletor dos apoios não é tão grande e raramente crítico, assumindo que o momento fletor resistente nessa seção seja igual à soma dos dos perfis individuais.

No caso da região do fim do transpasse essa diferença pode ser crucial, e geralmente essa seção comanda a resistência. Isso pode ser observado uma vez que, considerando o momento de inércia do transpasse como a soma dos perfis ligados, e uma razão entre o

transpasse e o vão de 10% (transpasse de 1,0 m e vão de 10,0 m), por exemplo, uma análise não prismática fornece momentos fletores 17,4% maiores que o da análise prismática, o que na região do transpasse nada causa, mas para um perfil no limite para a análise prismática, gera a falha na região do fim do transpasse.

Do ponto de vista de análise estrutural, para uma ligação bem curta, o momento de inércia equivalente da região do transpasse será um pouco menor que o dos perfis ligados isoladamente e, portanto, o momento fletor solicitante no apoio será um pouco menor que o dobro do meio do vão, sendo seu momento fletor resistente aproximadamente igual ao dobro. O momento fletor resistente da seção no fim do transpasse é menor que o do perfil no meio do vão, pois este último é determinado considerando-se a terça totalmente travada lateralmente. Como o momento fletor solicitante no fim do transpasse é um pouco menor que no apoio, a falha acaba ocorrendo ali.

À medida que o comprimento da ligação aumenta, o momento fletor na seção do fim do transpasse diminui, o que eventualmente pode ocasionar a falha na seção do apoio, pois embora o momento fletor resistente desta seja o dobro, o momento fletor solicitante será sempre maior ou igual ao dobro também. A região central do vão nunca será crítica para a análise não prismática.

Sobre a hipótese de que a região entre o apoio e o fim do transpasse, e o ponto de inflexão são lateralmente travados, os autores afirmam que são suposições incorretas e que o momento fletor resistente deve ser tomado como o momento de uma viga com momento de inércia variado, sujeita a flambagem lateral com torção e com comprimento destravado igual à distância entre o apoio e uma contenção física. Propõem também que as distribuições de momento fletores solicitantes sejam levadas em conta pelo coeficiente C_b .

Por fim rebatem as verificações experimentais contidas em Murray e Elhouar (1994) mostrando que na análise dos dados, os parâmetros de ensaio não foram documentados e que dos 24 ensaios mostrados, apenas cinco tiveram valores experimentais de esforços resistentes maiores que os teóricos, na média 4,4%. Dos demais, todos tiveram resultados contra a segurança, com média de 10,7% abaixo dos valores teóricos e em um ensaio, com resultado 33% inferior.

Concluem os autores, portanto que das hipóteses adotadas pelo *design guide*, a de continuidade nos apoios é a única razoável e que uma análise não prismática deve ser feita. As hipóteses de ponto de inflexão do diagrama e do fim do transpasse como sendo contidos lateralmente não são corretas e podem fornecer valores contra a segurança. Sugerem ainda

que as hipóteses atualmente utilizadas sejam revistas para garantir a segurança de sistemas de terças com continuidade.

2.5.1 Hipótese de flexão restringida em perfis pontossimétricos

Perfis como seções “Z” e “zeta”, por exemplo, são casos de perfis sem eixo de simetria. No caso de perfis com mesas e enrijecedores iguais existe uma simetria pontual, ou seja, dois pontos da seção diametralmente opostos, através do centro de gravidade da seção, são simétricos. A esse tipo de perfil com simetria pontual se diz pontossimétrico. Existe ainda o caso de perfis das mais variadas formas, com elementos da seção transversal muito distintos, em forma e tamanho, dando origem a perfis totalmente assimétricos.

No caso desses perfis, os eixos de inércia perpendicular e paralelo à alma não são os principais (como nos perfis mono ou duplamente simétricos). As tensões em uma direção principal dependem das tensões no eixo perpendicular e paralelo à alma e a viga se deforma com dupla curvatura. Ou seja, as tensões assumem um caráter de flexão oblíqua.

É prática usual considerar que perfis pontossimétricos ou assimétricos, quando fletidos em relação ao seu eixo de inércia perpendicular à alma e devidamente travados lateralmente, a flexão se torna forçada em torno deste eixo, como se fosse um eixo principal de inércia. Essa prática se baseia na ideia da teoria de viga de que ao se travar lateralmente um perfil, impede-se a curvatura em torno do eixo perpendicular à direção de travamento (em geral, no eixo do plano da alma) e conseqüentemente força-se as tensões a se desenvolverem apenas na direção onde há curvatura, transformando a distribuição de tensões oblíqua em restringida (reta).

Da resistência dos materiais, sabe-se que a expressão geral da tensão, em torno de dois eixos de inércia centrais perpendiculares quaisquer (inclusive os eixos principais) é dada pela Equação (28):

$$\sigma_x = \frac{(M_y I_z + M_z I_{yz})z - (M_z I_y + M_y I_{yz})y}{I_y I_z - I_{yz}^2} \quad (28)$$

Na Equação (28), os eixos x, y e z são respectivamente o eixo longitudinal, o eixo de inércia central menor e o eixo de inércia central maior.

Para determinar os esforços resistentes dos perfis, a correta distribuição de tensões é muito importante, pois o MRD tem por base de *input* justamente as tensões. São elas que determinam os modos de instabilidade da seção transversal e conseqüentemente as curvas de dimensionamento a serem utilizadas.

Conforme mencionado no item anterior, o *design guide* do AISI (2009) e vários outros autores fazem suas análises admitindo a flexão como sendo restringida, porém, não há registro de trabalhos que investiguem essa questão, do tipo de flexão e da influência da distribuição de tensões no momento fletor resistente, de maneira mais profunda, tratando-se de uma questão relevante para avaliar os esforços resistentes dos perfis e utilizar o MRD. Esse assunto será tratado em detalhes na Seção 4.

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Nos sistemas de cobertura e fechamento modernos, as terças de aço formadas a frio perfazem grande número de vãos, graças à presença das ligações parafusadas. Devido ao elevado grau de continuidade conferido pelas mesmas, é usual tratar as terças como vigas contínuas.

Essas vigas estão sujeitas aos mais variados tipos de carregamento e forças, sendo os mais usuais, os carregamentos e forças uniformemente distribuídas. A distribuição uniforme pode representar as forças mais variadas: peso próprio, sobrecargas de utilização e acidentais, pressão do vento, neve, etc. Um esquema estático idealizado pode ser observado na Figura 13.

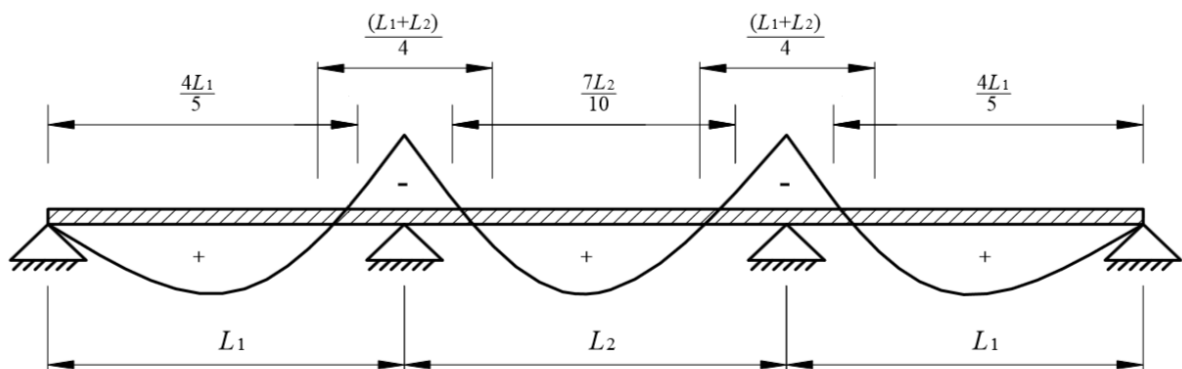


Figura 13 - Representação estática de terças com continuidade nos apoios. (Fonte: ABNT, 2008)

Para estudar o comportamento da região da ligação, uma montagem em tamanho real com vários vãos sujeitos a forças uniformemente distribuídas se mostra muito desafiadora, complexa e dispendiosa do ponto de vista de tempo e recursos.

Um problema inicial é o tamanho do protótipo em laboratório, gerando problemas de locação, transporte e montagem. Em segundo lugar, existe a dificuldade de aplicação da força uniforme, exigindo grandes caixas de pressão, de execução trabalhosa e que exigem detalhes e cuidados muito especiais a serem especificados para evitar falhas.

Existe ainda o problema da instrumentação e da perda de material, pois há necessidade de instrumentar várias (se não todas) regiões das ligações, pois não se sabe de antemão, sob qual apoio ocorrerá a falha, e não se conhece a real distribuição de esforços solicitantes (pode-se estimar apenas). No caso do material, as regiões entre apoios são inertes, pois não são de

interesse ao estudo, mas podem atrapalhar os resultados em virtude de fenômenos de instabilidade global, por exemplo, requerendo maior número de travamentos.

Por fim, ao se estudar experimentalmente sistemas em tamanho real, se esbarra na dificuldade de uma análise paramétrica, pois para cada conjunto de ligações, seria necessário variar o número de vãos para se obter os esforços solicitantes últimos em cada apoio, tornando o número de ensaios muito grande e por conseguinte, oneroso.

Sob os auspícios do que foi anteriormente exposto, uma concepção mais racional dos modelos experimentais para ensaio das ligações, doravante denominados “protótipos”, se faz premente e será detalhada no item 3.1.

De posse de modelos mais adequados ao laboratório, o próximo ponto de planejamento é a instrumentação dos protótipos. O correto planejamento da instrumentação tem por principais implicações a determinação e registro suficiente das informações necessárias para posterior análise. Outra implicação importante é a redução da quantidade de dados a serem tratados, evitando assim excesso de trabalho e equívocos. Sob esse prisma, tentou-se conceber uma instrumentação bastante simples e reduzida, evitando trabalhos adicionais e desnecessários. A concepção e o detalhamento da instrumentação serão apresentados no item 3.2.

Para completar uma boa campanha experimental, os dados referentes às propriedades dos materiais são necessários para correta determinação das resistências dos materiais e como *input* de modelos numéricos e analíticos dos protótipos. Todo o material constituinte das terças foi controlado e suas propriedades mecânicas determinadas em ensaios de tração, conforme se apresenta no item 3.3.

3.1 Concepção dos protótipos

Sabe-se da teoria das estruturas, que em uma viga contínua como representada na Figura 13, a depender da rigidez rotacional nos apoios e da relação de rigidez entre tramos adjacentes de viga, o momento fletor nos apoios pode variar entre zero (rigidez nula no apoio) e $qL^2/12$ (rigidez infinita e vãos adjacentes com rigidez muito maior que a do vão em análise), onde L é a distância entre apoios (vão) e q uma força uniformemente distribuída.

Com relação à posição dos pontos de inflexão do mesmo diagrama, este varia respectivamente entre zero (contado a partir do apoio para o meio do vão) e aproximadamente $0,211L$ para os casos anteriores.

Existem obviamente casos intermediários, para os quais estes pontos de inflexão podem se encontrar em posições ligeiramente diferentes, para mais ou para menos de $0,211L$. Conforme a própria norma brasileira ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) sugere em seu item O.2.2.2 para vigas contínuas e semicontínuas, a distância entre pontos de inflexão do diagrama de momento fletor pode ser aproximado por $0,25L$ (Figura 13).

Com base nessa observação, Ghosn e Sinno (1995) propõem uma idealização da região da ligação para utilização nos experimentos de laboratório, facilitando muito a sua realização.

A idealização é baseada na hipótese de que os pontos de inflexão do diagrama de momento fletor (momento nulo) correspondem aos apoios rotulados de uma viga simplesmente apoiada, de mesmo comprimento do referido trecho entre estes pontos e que a distribuição parabólica de momento fletor pode ser aproximada por uma distribuição linear, substituindo o apoio por uma força concentrada, que representa a reação vertical no mesmo. A Figura 14 resume o que foi dito.

Por se tratar de um sistema isostático, os esforços solicitantes podem ser encontrados diretamente, sem necessidade de se arbitrar de antemão a rigidez da ligação. Outra vantagem dessa montagem é o fato de que o aparelho de apoio da terça pode ser simulado fielmente, como na estrutura real.

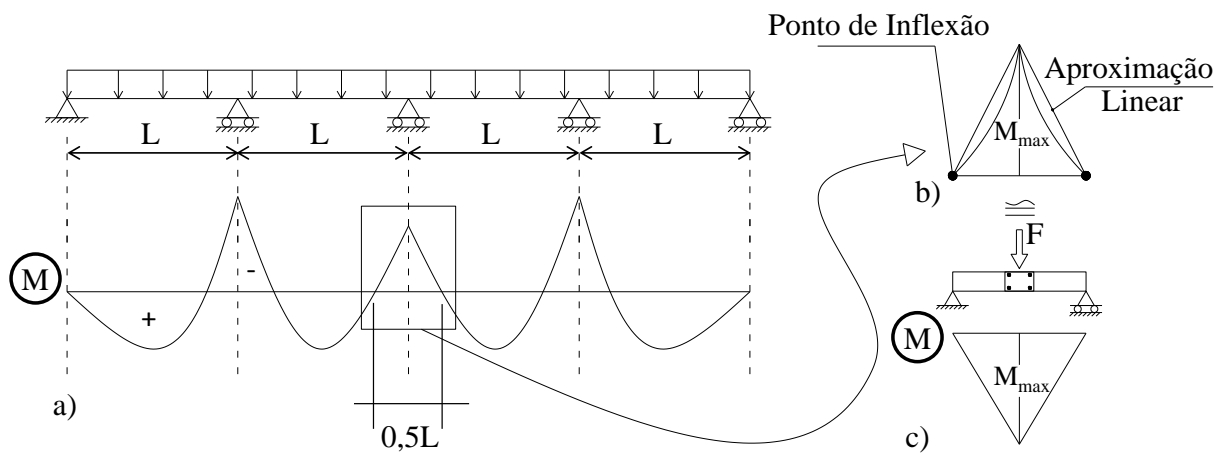


Figura 14 - Idealização do ensaio. a) Diagrama de momento fletor de uma terça contínua, b) aproximação linear, c) montagem final. (Adaptado de FÁVERO NETO et al., 2013)

Para realização dos ensaios, foram escolhidos perfis do tipo Z enrijecidos a 55° (em relação ao plano da mesa), devido à já apontada facilidade de armazenamento, transporte e montagem, além da elevada eficiência estrutural possível de ser obtida com uso de tais perfis.

Com base na literatura técnica disponível, observa-se que os dois parâmetros de maior influência no comportamento estrutural da ligação são a espessura da chapa dos componentes e o comprimento da ligação, sendo assim, esses dois parâmetros foram variados nos ensaios.

Duas seções transversais foram empregadas, ambas com 270 mm de altura nominal, e praticamente as mesmas dimensões, à exceção dos enrijecedores de mesa e das espessuras de chapa.

A seção com espessura nominal de chapa de 1,75 mm, foi denominada “Z1” e a outra seção, com espessura nominal de 2,70 mm, foi denominada de “Z2”. Ambas foram designadas nos moldes NBR 6355 (ABNT, 2012a)¹² para Z enrijecido: Z₅₅ 270x80x74x22x1,75 (mm) e Z₅₅ 270x80x74x24x2,70 (mm), respectivamente. Neste ponto, cabe nota o fato de que a escolha da altura dos perfis e das espessuras se baseou nos catálogos dos fabricantes e representam uma faixa média dentro do que é normalmente utilizado em sistemas de cobertura e fechamento (razão b_w/t_n , entre altura nominal e espessura nominal, de 90 a 200).

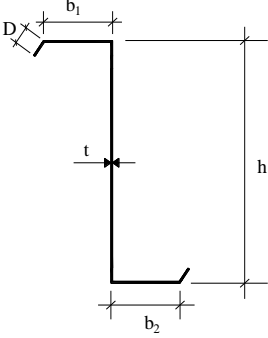
Conforme a Figura 14, o vão de ensaio corresponde a 50% do vão entre apoios da terça no sistema real. Esse vão, normalmente varia entre 25 e 50 vezes a altura do perfil ($25 \leq L/h \leq 50$). Para a seção transversal e altura de perfil escolhidas ($h = 270$ mm), o vão entre apoios é da ordem de 12.000 mm nos catálogos dos fabricantes, fornecendo razão $L/h = 44$ (na parte superior do intervalo citado). Portanto, para esse vão real, o vão de ensaio fica sendo 6.000 mm, e, como a altura do perfil não foi variada nos ensaios, em todos eles esse vão foi mantido.

Por fim, variou-se o comprimento das ligações, como parâmetro importante. Para ambas as seções, foram realizados ensaios com luvas e transpasse de 1.036 mm e com transpasse de 2.200 mm. Essas dimensões de ligação fornecem razões entre comprimento de transpasse, L_t e altura do perfil, respectivamente de 3,84 e 8,15. Essas razões foram estudadas por diversos autores, sendo usuais em vários países.

Ao todo, nove ensaios foram realizados, sendo três ensaios em terças com ligações por luva, quatro com transpasse e dois contínuos (somente a terça sem emenda) de referência. As informações relativas às dimensões reais dos protótipos são resumidas na Tabela 3.

¹² A ABNT NBR 6355:2012 estabelece como séries comerciais o perfil Z₉₀ e o Z₄₅.

Tabela 3 - Resumo das dimensões geométricas dos protótipos.

Seção	Protótipo	Dimensões Medidas				t	Ligação	Comprimento da ligação (mm)	
		h (mm)	b ₁ (mm)	b ₂ (mm)	D (mm)				
Z1	Z1-C	269,5	81,57	72,60	19,7	-	-		
	Z1-L5	269,5	82,83	73,29	18,4	Luva	1036		
	Z1-T5	269,2	82,29	72,68	19,3				
	Z1-T11	270,0	81,50	72,23	19,7	Transpasse	1036		
	Z1-L5P	268,2	81,85	72,41	19,5				2200
Z2	Z2-C	269,8	81,19	79,38	19,4	-	-		
	Z2-L5	271,7	78,90	70,62	21,9	Luva	1036		
	Z2-T5	271,2	79,04	70,21	21,8				
	Z2-T11	271,8	79,04	70,08	21,2	Transpasse	1036	2200	

Na Tabela 3, as dimensões apresentadas são dimensões reais, medidas com paquímetro digital antes da realização dos ensaios. No ensaio Z1-L5P, P se refere a “piloto”.

Para facilitar a apresentação dos resultados adotou-se uma nomenclatura específica para identificar os protótipos. Nessa nomenclatura, Z1 ou Z2 já foram definidos anteriormente e representam o tipo de perfil e a espessura da chapa. Esses dois caracteres são precedidos de mais uma letra e número (ou somente letra). A segunda letra se refere ao tipo de ligação ensaiada, L para luva, T para transpasse e C para terça sem ligação (contínua). Nos protótipos com ligação, o número que precede a segunda letra se refere ao comprimento de meia ligação, ou seja, “5” para 518 mm e “11” para 1.100 mm. Obviamente, os protótipos contínuos não tem essa informação. Um resumo da nomenclatura de identificação dos protótipos é apresentado na Figura 15.

Protótipo	Perfil	L (mm) ^(b)	Tipo de emenda	Comprimento da região da emenda (mm) ^(c)
Z1-C	Z ₅₅ 270x80x7 4x22x1,75	6.000	Contínuo (sem emenda)	-
Z1-T5			Transpasse	518
Z1-T11			Transpasse	1.100
Z1-L5			Luva	518
Z1-L5P ^(a)			Luva	518
Z2-C	Z ₅₅ 270x80x7 4x24x2,70	6.000	Contínuo (sem emenda)	-
Z2-T5			Transpasse	518
Z2-T11			Transpasse	1.100
Z2-L5			Luva	518

^(a) Protótipo para ensaio piloto

^(b) Vão (centro a centro dos apoios)

^(c) De cada lado do suporte (distância do centro do protótipo ao centro dos furos, ver figuras do Apêndice C)

Legenda para identificação dos protótipos

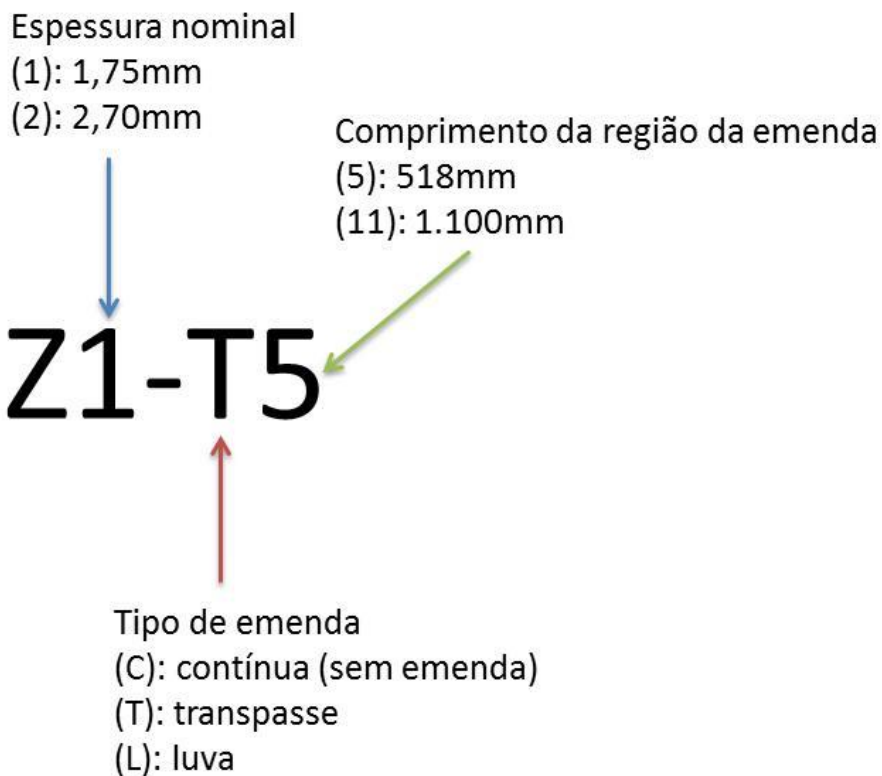


Figura 15 – Nomenclatura de identificação dos protótipos.

3.2 Montagem dos ensaios e instrumentação

Após a concepção dos protótipos, com determinação de suas dimensões, a montagem foi planejada e é apresentada nesta seção.

Para evitar a instabilidade global, os perfis foram ensaiados aos pares e interconectados pelas almas a intervalos regulares.

Com o intuito de restringir lateralmente os protótipos, foram utilizados como travamentos, perfis do tipo U 100x57x3,35 (mm), ligados a cantoneiras L 50x3,35 (mm) e essas aos perfis por parafusos comuns M12. Uma visão desses travamentos pode ser conferida na Figura 16a, e de seu posicionamento, na Figura 17b.

Na seção central da terça foi aplicada uma força concentrada, por meio de um atuador servo-hidráulico, com controle de deslocamentos do pistão, e introduzida diretamente na alma dos perfis mediante um dispositivo que simula fielmente o apoio das terças nos sistemas usualmente empregados no Brasil, Figura 14c.

Este dispositivo, conforme pode ser observado na Figura 16b, contava com duas cantoneiras L 65x4,75 (mm) enrijecidas e uma chapa (CH1) com dimensões 150x320x19 (mm).

Além de sistema de aplicação de força no protótipo, o dispositivo mostrado na Figura 16b funciona como travamento lateral na seção central.

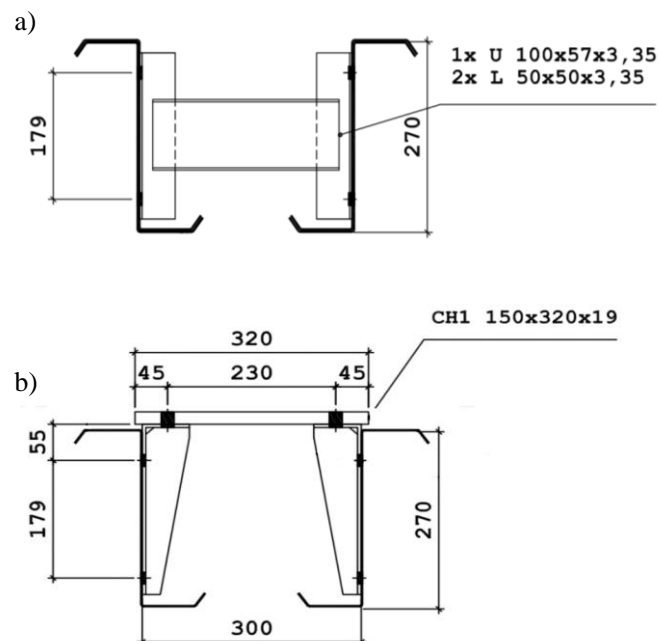


Figura 16 - (a) Detalhe típico do travamento lateral das terças. (b) Detalhe do dispositivo central para introdução da força.

Com relação ao detalhamento da ligação, todos os protótipos tinham ligações contendo oito parafusos de alta resistência M16, sendo quatro internos, para ligação entre os perfis e o dispositivo central de aplicação da força. Os outros quatro parafusos foram colocados na porção externa do comprimento da ligação, dois em cada lado, e também tinham como função a transmissão do momento fletor na ligação entre as terças. O detalhamento completo de todos os protótipos pode ser conferido no Anexo A.

Para realização dos ensaios, determinou-se uma instrumentação mínima, que foi verificada através do protótipo Z1-L5P, servindo de ensaio piloto para os demais.

Em resumo, a instrumentação consistiu em transdutores de deslocamento, para medição de deslocamento vertical dos protótipos e extensômetros elétricos uni e triaxiais para medição das deformações em pontos de interesse.

Nos protótipos com transpasse foram colocados oito transdutores de deslocamento: um na seção central de cada terça do par, dois na seção correspondente ao fim do transpasse curto (1.036 mm) de uma terça, dois na seção correspondente ao fim do transpasse longo (2.200 mm) e dois na região dos apoios da mesma terça. Os transdutores foram fixados por meio de bases magnéticas a perfis metálicos no piso do laboratório e para evitar interferências de fenômenos localizados, as pontas foram posicionadas em cantoneiras presas diretamente à alma dos perfis (vide Foto 1).

Para os protótipos com luva, foram colocados dez transdutores nas mesmas posições, à diferença que, na seção central, foi posicionado um transdutor extra em cada terça e em ambas as terças do par. Os dois transdutores extras na seção central foram colocados em virtude da descontinuidade das terças nesta seção, optando-se por instrumentar a extremidade de cada uma e supondo que a média correspondesse ao deslocamento na seção central exata (onde não se conseguiu introduzir um transdutor). A Foto 1 ilustra o fato.

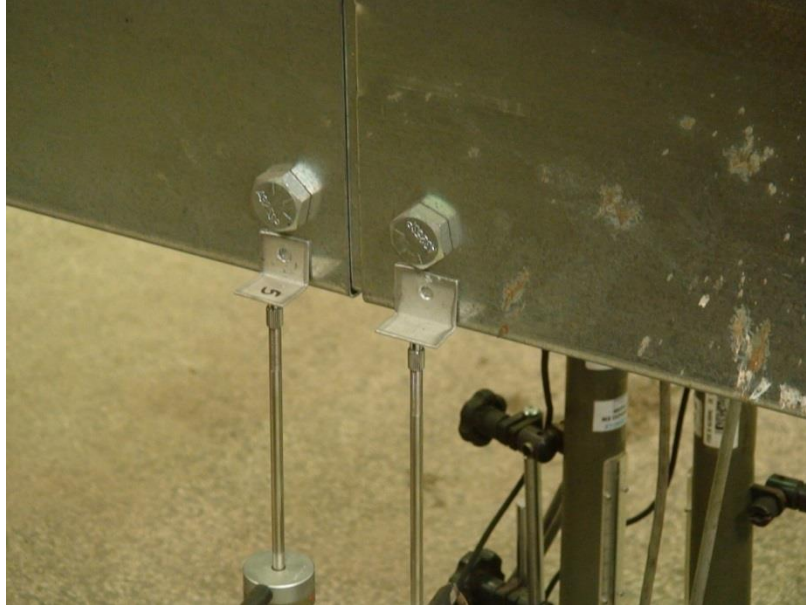


Foto 1 - Transdutores de deslocamento posicionados junto à seção central nos protótipos com luva.

Nos dois tipos de ligação, optou-se por instrumentar apenas uma das terças do par (um lado do protótipo) devido à simetria de comportamento esperada. A colocação dos transdutores centrais em ambas as terças do par ensaiado teve o propósito de verificar se ambas estavam se deslocando verticalmente de maneira similar, monitorando assim uma eventual torção do conjunto em torno do seu eixo longitudinal, evitando assim instabilidade. Outro motivo para instrumentar ambas as terças na região central foi o de corrigir eventuais desvios de aplicação da força concentrada e permitir a sua divisão correta entre ambas.

Com relação aos extensômetros, em todos os protótipos foram colados aos pares, nas mesas dos perfis e em duas seções distintas: seção central e seção do fim da ligação, no perfil individual, Figura 17d. A única diferença ocorre no número total de extensômetros, pois para o caso de ligação por luva, para instrumentar a seção central, apenas a luva foi instrumentada, enquanto que em ligações por transpasse, devido à presença de dois perfis na seção central, ambos foram instrumentados, Figura 17c.

Uma roseta triaxial foi colocada na seção do fim da ligação, na região comprimida próxima da junção da alma com a mesa para determinação das tensões de cisalhamento, Figura 17d. A montagem final de um dos protótipos pode ser observada na Figura 17a.

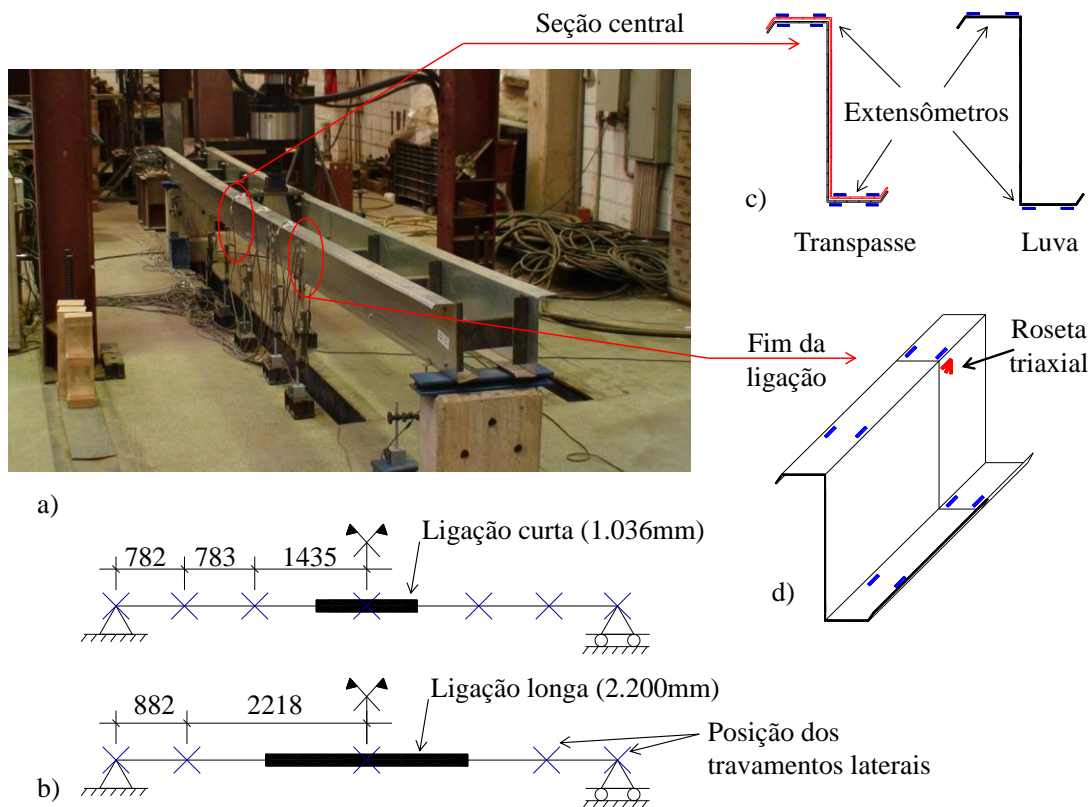


Figura 17 - (a) Esquema geral do ensaio. (b) Posicionamento dos travamentos laterais. (c) e (d) Instrumentação. (Fonte: FÁVERO NETO et al., 2013)

Uma visão detalhada do posicionamento e de toda a instrumentação é apresentada nas figuras do Apêndice C, e um registro fotográfico dos ensaios no Apêndice D.

3.3 Procedimento de ensaio e materiais utilizados

Os protótipos foram apoiados sobre aparelhos de apoio do tipo rolete, ficando livres para deslocar horizontalmente em ambas as extremidades. A restrição a um possível deslocamento horizontal foi relegada ao atrito entre o pistão e a placa do dispositivo de aplicação de força.

Entre o pistão e a placa de aço, foi introduzida uma rótula de aço para garantir a perpendicularidade na aplicação da força e a não introdução de outros esforços nos ensaios. Durante a montagem, os protótipos foram nivelados e centralizados em relação ao pórtico de reação e ao pistão para melhorar a distribuição da força no protótipo.

Todos os ensaios foram conduzidos com controle de deslocamento do pistão a taxas que variaram entre 0,03 mm/s e 0,1 mm/s. A variação das taxas de aplicação da força se deu à medida que para a taxa inicial (0,03 mm/s) após certo avanço do ensaio, ocorria acréscimo de

deslocamento sem, no entanto, aumento da força aplicada. Nesse ponto, a taxa de carregamento era aumentada para 0,05 mm/s. Quando em alguns protótipos ocorria nova estabilização, aumentava-se novamente a taxa, dessa vez para 0,1 mm/s. Em nenhum ensaio houve necessidade de maiores acréscimos da taxa.

Em geral, os protótipos com luva demandaram acréscimos ao longo da execução do ensaio, enquanto que os protótipos com transpasse foram ensaiados do início ao fim com a taxa inicial.

Visando à acomodação do protótipo, da instrumentação e para testar a mesma, os protótipos foram carregados até 3,0 kN e em seguida descarregados.

O ensaio propriamente dito foi conduzido até o esgotamento da capacidade resistente dos protótipos. As medidas de deslocamento e deformação foram gravadas a cada um segundo.

Após a realização dos ensaios, todos os protótipos foram desmontados e as suas partes inspecionadas para constatação de ovalização dos furos, ou outras particularidades localizadas.

As terças foram fabricadas utilizando aço ZAR-345, conforme a norma ABNT NBR 7008-3 (ABNT, 2012b). Esse aço é revestido de zinco por processo de imersão a quente com espessura de revestimento mínima de 0,02 mm e consumo de 285 g/m² de zinco.

Os parafusos principais, M16, para ligar os componentes na região da ligação, eram de alta resistência, especificação A325 (ASTM, 2013). Já os parafusos utilizados para prender os travamentos laterais, M12, eram todos de aço comum, especificação A307 (ASTM, 2012a).

Para utilização nos cálculos e implementação do modelo de material em elementos finitos, as propriedades mecânicas do material foram determinadas através de ensaio de tração em corpos de prova, segundo a norma técnica ASTM A370 (ASTM, 2012b). Esses corpos de prova foram extraídos de dois segmentos de terças adicionais, um de cada espessura de chapa utilizada nos protótipos.

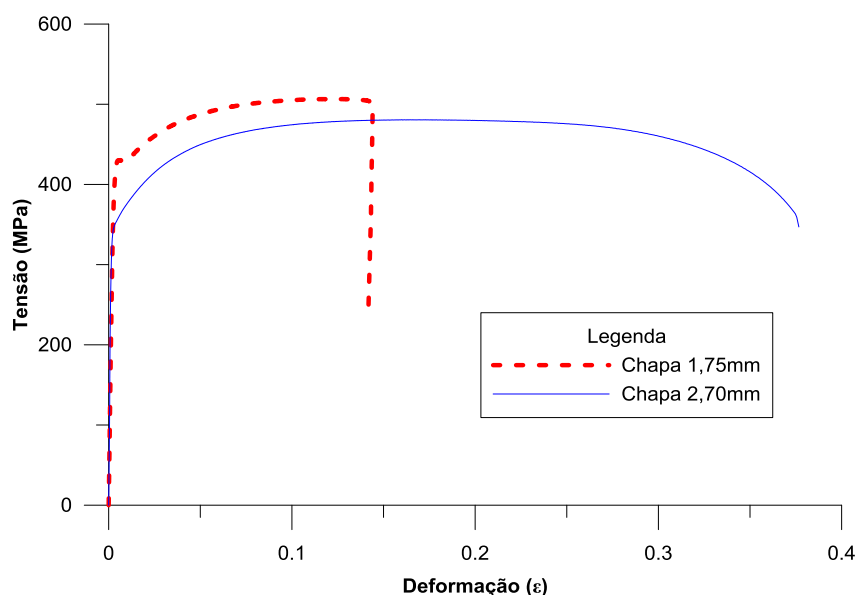
Ao todo, foram realizados seis ensaios, três da chapa de 1,75 mm e três da chapa de 2,70 mm, sendo em ambos os casos retirado um corpo de prova de cada mesa e um da porção central da alma.

Segundo as especificações da norma ABNT NBR 14762 (ABNT, 2010), a resistência mínima ao escoamento (f_y) para esse tipo de aço é de 345 MPa, e para a resistência à ruptura (f_u), 430 MPa. Existe ainda outro critério a ser observado que diz respeito ao alongamento na ruptura (A), devendo ser superior a 10% para base de medida de 50 mm. A Tabela 4 resume os resultados dos ensaios de caracterização.

Tabela 4 - Propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração (aço ZAR-345).

Chapa $t_n = 1,75$ mm					Chapa $t_n = 2,70$ mm				
ID	t (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	A (%)	ID	t (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	A (%)
CP 1		429,9	506,6	13,90%	CP 4		360,0	482,4	18,50%
CP 2	1,71	438,2	515,5	14,90%	CP 5	2,66	337,5	476,9	18,60%
CP 3		442,0	517,1	15,60%	CP 6		350,0	480,7	18,80%
Média		436,7	513,1	14,80%	Média		349,2	480,0	18,63%

A curva tensão-deformação para as duas espessuras de chapa de aço é mostrada na Figura 18 (curvas médias para as duas espessuras de chapa).

**Figura 18** – Curvas de valores médios de tensão – deformação, obtidas nos ensaios de tração.

3.4 Resultados dos ensaios

Os resultados dos ensaios, no tocante ao comportamento da ligação e modo de falha, de maneira geral, foram coerentes com os apresentados na literatura. A Tabela 5 apresenta um resumo dos resultados obtidos, força máxima aplicada, máximo deslocamento vertical e modo de falha observado.

Tabela 5 - Resumo dos resultados dos ensaios.

Seção	Protótipo	Tipo de ligação	Força máxima (kN)	Deslocamento ¹ (mm)	Estado Limite ²
Z1	Z1-C	contínua	20,6	35,6	D
	Z1-L5	Luva	17,7	38,1	D + L
	Z1-L5P		19,6	40,6	
	Z1-T5	Transpasse	22,2	27,8	D + L
	Z1-T11		28,8	29,3	D
Z2	Z2-C	contínua	38,9	40,3	D
	Z2-L5	Luva	36,8	67,9	D da Luva
	Z2-T5	Transpasse	48,0	42,7	D + L
	Z2-T11		49,5	31,7	D

1 - Deslocamento correspondente à força máxima aplicada.

2 - O estado limite se refere ao modo de falha observado na região do fim da ligação.

Na Tabela 5, na coluna do Estado Limite, a letra D representa modo de falha distorcional do perfil, D + L representa modo de falha conjunto, com interação distorcional-local, e D da Luva representa modo de falha distorcional puro apenas do perfil da luva.

Conforme pode ser observado na Tabela 5, os dois protótipos sem ligação, tiveram conforme previsto pelos procedimentos normativos, modo de falha distorcional, com surgimento de semiondas de distorção ao longo de toda a extensão das terças quando próximo ao fim do ensaio.

No caso dos protótipos com ligações curtas (protótipos com luva e com transpasse de 1.036 mm) o modo de falha observado foi uma combinação do modo de falha distorcional e local. Esse modo conjunto será abordado com mais detalhes na Seção 4.

As terças com ligações por transpasse longo, apresentaram modo de falha distorcional com a particularidade do surgimento de uma única semionda pronunciada nas imediações do fim do transpasse, no perfil individual inferior. Uma visão geral de ambos os modos de falha é mostrada na Figura 19.

Ocorreu ainda um caso de distorção do próprio perfil da luva no protótipo Z2-L5, sendo similar em termos conceituais ao modo de falha D das terças sem ligações.



Figura 19 - Modos de falha observados nos ensaios.

Nas duas próximas seções, os resultados serão apresentados de maneira mais detalhada para cada tipo de ligação, para melhor clareza das informações.

3.4.1 Ligações com luva

Foram realizados três ensaios com ligações por luvas, Z1-L5, Z1-L5P e Z2-L5. Como todos tinham comprimento da luva igual a 1.036 mm, a razão $2L_t/h$ é constante e igual a 3,84. Nos dois protótipos de chapa de espessura 1,75 mm, a falha ocorreu no fim da ligação, com a formação do mecanismo distorcional - local já comentado. A distorção da luva foi severa, principalmente nas suas extremidades. No protótipo de chapa de espessura 2,70 mm a falha ocorreu por distorção da própria luva, sem ocorrência do mecanismo D-L.

Fato curioso decorre do detalhamento dos protótipos, que a princípio previa a existência de um travamento lateral muito próximo ao final da ligação. No protótipo Z1-L5P, o primeiro a ser testado, esse travamento provocou um enrijecimento localizado, condicionando a falha a essa região com acréscimo de momento fletor resistente da ordem de

11% em relação ao protótipo gêmeo, Z1-L5. Com o intuito de evitar que tal fenômeno ocorresse novamente, alterando a resposta da ligação, em todos os demais protótipos, este travamento foi retirado. A Tabela 6 resume os resultados teóricos de previsão e experimentais em termos de esforços resistentes.

Tabela 6 - Previsão teórica e resultados experimentais (luva).

Protótipo	F_{teo} (kN)	F_{exp} (kN)	$M_{R,teo}$ (kN.cm)	M_{exp} (kN.cm)	$V_{R,teo}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$V_{exp}/V_{R,teo}$	Interação M-V
Z1-C	20,9	20,6	1725,8	1546,3	17,2	5,2	0,90	0,30	0,90
Z1-L5	24,7	17,7	1796,2	1099,3	17,2	4,4	0,61	0,26	0,44
Z1-L5P	25,0	19,6	1785,9	1216,7	17,3	4,9	0,68	0,28	0,54
Z2-C	34,4	38,9	2816,0	2919,7	65,7	9,7	1,04	0,15	1,10
Z2-L5	42,9	36,8	3151,0	2284,9	65,3	9,2	0,73	0,14	0,55

Obs.: F é a força aplicada no aparato de aplicação de força. Os subscritos exp e teo correspondem aos valores experimentais, e aos valores teóricos, calculados conforme a norma brasileira (ou americana), via MRD, respectivamente.

O momento resistente experimental, calculado diretamente pelo produto entre a reação de apoio e a distância ao fim da ligação, foi na média (incluindo o Z1-L5P) 0,67 do teórico. Ao se desconsiderar o protótipo Z1-L5P pelos motivos apresentados anteriormente, esse valor se mantém. O momento teórico foi calculado pelo MRD para um único perfil isolado (sem emenda).

O protótipo com luva, conforme pode ser observado na Tabela 6, resistiu 14% menos que o protótipo contínuo, para chapa de espessura nominal 1,75 mm e 5% menos para os protótipos de chapa 2,70 mm.

Com relação à rigidez dos protótipos com luva, na Figura 20 são apresentadas as curvas força – deslocamento a meio vão, juntamente com as curvas dos protótipos sem ligação para efeitos de comparação. O ramo descendente das curvas não foi plotado para melhor visualização.

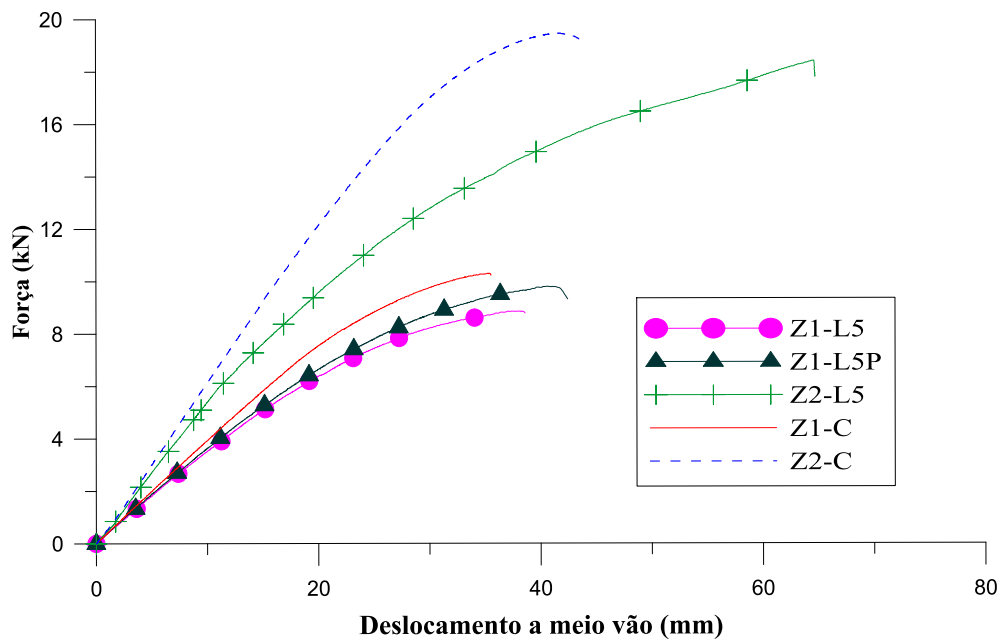


Figura 20 - Curvas força-deslocamento a meio vão para as terças contínuas e com ligações por luva.

Percebe-se da análise dos resultados e observação da Figura 20 que o deslocamento de uma terça com ligação por luva resultou 10% superior ao da terça contínua, quando comparados perfis de chapa 1,75 mm e 68% superior quando a chapa é de 2,70 mm.

Um gráfico interessante que permite visualizar o comportamento das terças com ligações ao longo de todo o processo de carregamento é mostrado na Figura 21. Nesta figura, o deslocamento vertical é plotado em função da ordenada da seção, sendo que os valores medidos são aqueles referentes às posições dos transdutores de deslocamento, posicionados a partir de um dos apoios, a 0,0 mm (apoio de referência); 1.865 mm (transpasse maior); 2.447 mm (ligação de 1.036 mm); 3.000 mm (meio do vão); 3.553 mm (simétrico da ligação menor); 4.135 mm (simétrico do transpasse) e 6.000 mm (outro apoio).

As curvas foram determinadas para estágios de 25%, 50%, 75%, 90% e 100% da força máxima aplicada. Para facilitar a visualização das curvas, apenas os carregamentos de 25%, 75% e 100% da força são apresentados. Juntamente com as curvas experimentais (traços contínuos) são apresentadas as curvas teóricas da linha elástica dos protótipos, considerando viga prismática (momento de inércia constante) de mesma seção do perfil isolado.

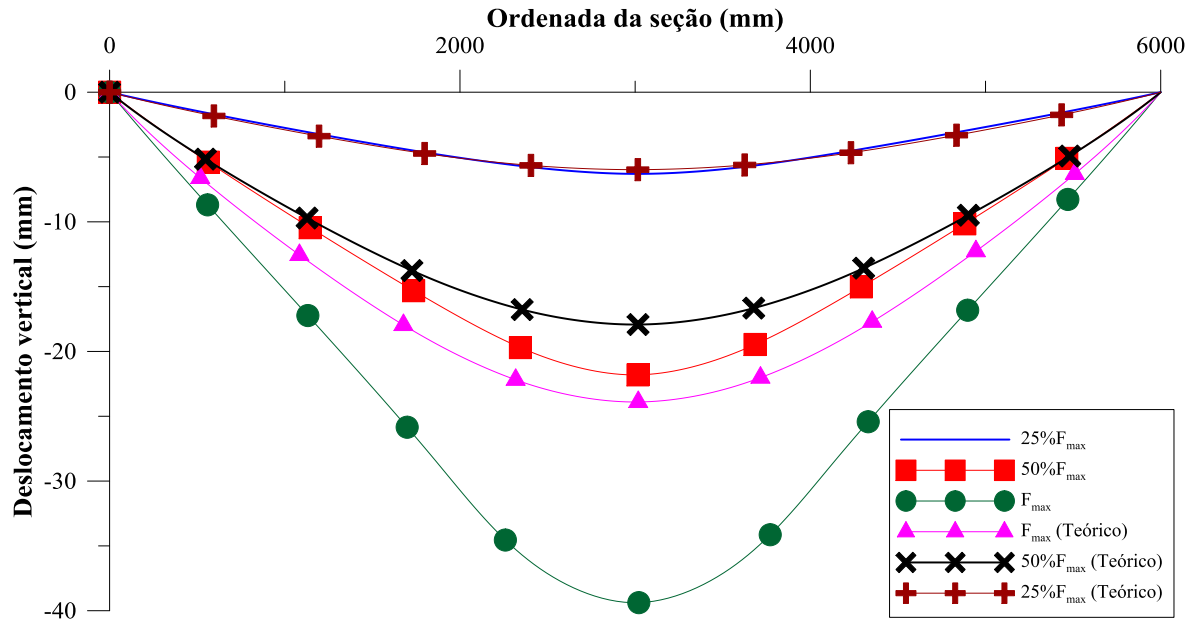


Figura 21 - Deslocamento vertical *versus* ordenada da seção (típico para luva).

Além dos registros dos deslocamentos apresentados, existem os registros dos extensômetros que mostram as deformações medidas pontualmente na seção em que se encontram. Para transformar as deformações em tensões, uma simplificação foi realizada e assumiu-se que são tensões elásticas lineares, dadas pelo produto entre as deformações e o módulo de elasticidade do aço (lei de Hooke) para qualquer nível de carregamento.

A Figura 22 mostra curvas de força aplicada *versus* deformação nas mesas na seção do meio vão dos protótipos com ligação por luva e dos contínuos para comparação. É importante notar que na figura são plotados os resultados na mesa comprimida e tracionada, para o extensômetro colado próximo à alma do perfil (Figura 17c). Os registros desses extensômetros diferem substancialmente daqueles colados próximos ao enrijecedor, mostrando uma tendência assimétrica de distribuição de tensões nas mesas. Esse tópico será discutido em detalhe nas seções 4.4 e 5.

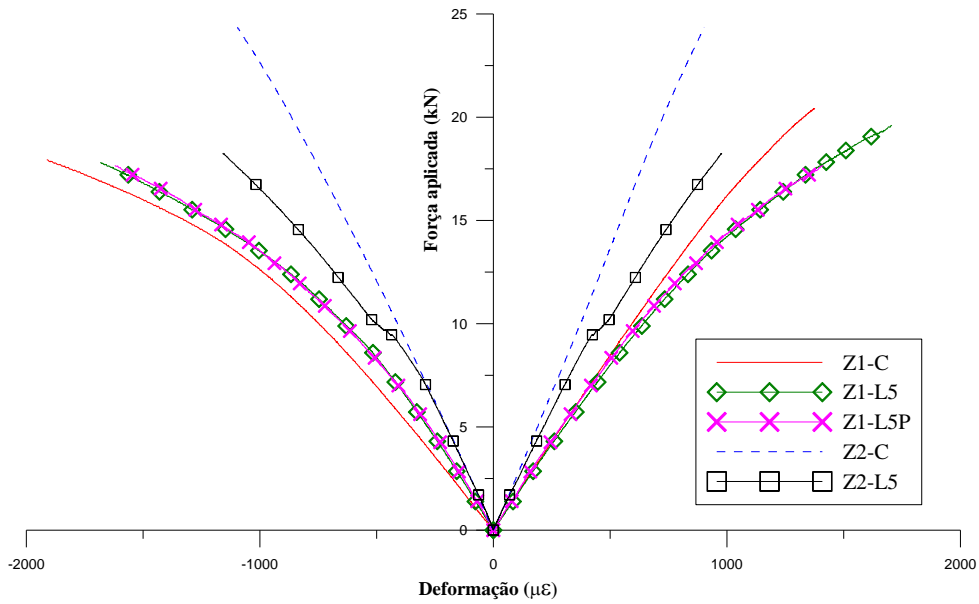


Figura 22 - Força aplicada *versus* deformação das mesas comprimida e tracionada da seção a meio vão (protótipos com luva).

Plotando-se também as medidas de deformação dos extensômetros na seção “aberta”, isso é como se tivesse sido desdobrada, obtém-se uma forma gráfica interessante de visualizar a distribuição de tensões ao longo do perfil. A Figura 23 mostra essa distribuição para os protótipos sem ligação e com luva nos diversos estágios de carregamento. Para construção dessas figuras, adotaram-se para as posições dos valores conhecidos de deformação (tensão) os mesmos pontos na seção onde haviam sido colados os extensômetros. Entre pontos consecutivos, uma interpolação linear foi realizada.

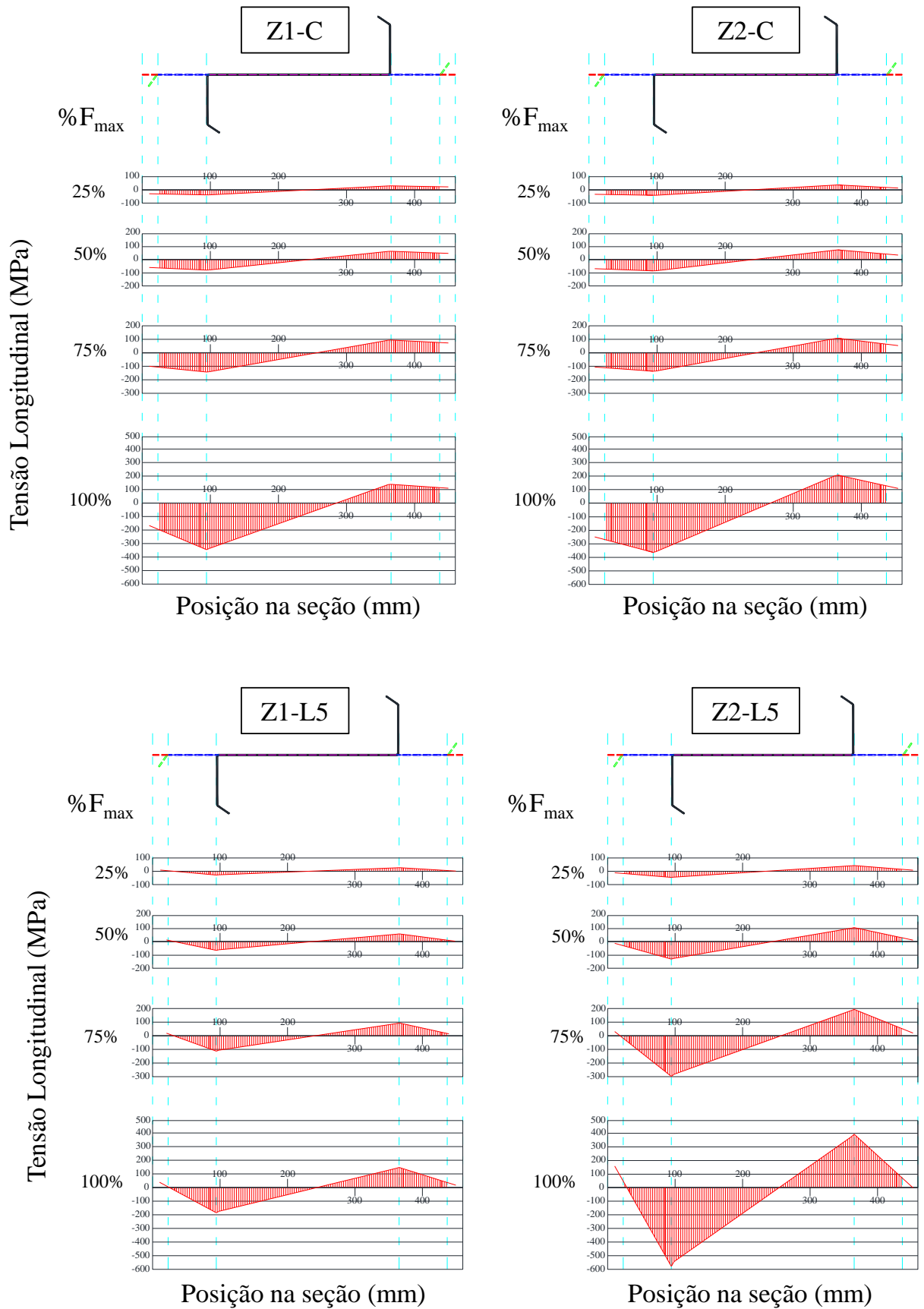


Figura 23 - Distribuição de tensões experimentais ao longo da seção transversal para estágios de carregamento de 25, 50, 75 e 100% da força máxima aplicada (perfis contínuos e protótipos com luva).

3.4.2 Ligações por transpasse

Foram realizados ao todo quatro ensaios com ligações por transpasse, Z1-T5, Z1-T11, Z2-T5 e Z2-T11. A razão $2L_v/h$ para o transpasse curto (1.036 mm) era de 3,84 e para o transpasse longo (2.200 mm), de 8,15.

O mecanismo de falha diferiu em função do comprimento de transpasse, sendo que nos transpasses curtos, o modo de falha foi uma combinação de distorção do perfil superior e “modo local” no perfil inferior (mecanismo D-L). Já nos protótipos com transpasses longos, o modo de falha foi de distorção “pura”, com uma semionda principal na região do fim da ligação. A Tabela 7 resume os resultados obtidos para os protótipos com ligação por transpasse. Para facilitar a comparação, os protótipos contínuos são também apresentados.

Tabela 7 - Previsão teórica e resultados experimentais (transpasse).

Protótipo	F_{teo} (kN)	F_{exp} (kN)	$M_{R,teo}$ (kN.cm)	M_{exp} (kN.cm)	$V_{R,teo}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$V_{exp}/V_{R,teo}$	Interação M-V
Z1-C	20,9	20,6	1725,8	1546,3	17,2	5,2	0,90	0,30	0,89
Z1-T5	25,0	22,2	1848,9	1379,6	17,3	5,6	0,75	0,32	0,66
Z1-T11	33,0	28,8	1701,0	1367,1	17,2	7,2	0,80	0,42	0,82
Z2-C	34,4	38,9	2816,0	2919,7	65,7	9,7	1,04	0,15	1,10
Z2-T5	42,8	48,0	2743,3	2976,2	65,4	12,0	1,08	0,18	1,21
Z2-T11	55,5	49,5	2751,6	2352,2	65,2	12,4	0,85	0,19	0,77

O momento resistente experimental para os protótipos com ligação curta foi na média, 0,92 do momento fletor resistente teórico calculado via MRD. Para o transpasse longo, essa mesma média fornece um valor de 0,83. A média considerando todos os protótipos com transpasse fornece 0,87 do momento fletor resistente teórico.

Comparando a força máxima experimental, nota-se que no caso dos protótipos com perfis de chapa 1,75 mm (Z1), ocorre um aumento substancial de aproximadamente 30%, quando se passa do transpasse de 1.036 mm para 2.200 mm. Já no caso dos protótipos com perfis de chapa 2,70 mm (Z2), esse aumento é praticamente desprezível, de aproximadamente 3%.

Mais uma vez plota-se o gráfico de força na terça *versus* deslocamento a meio vão para os protótipos com ligação por transpasse, juntamente com os protótipos Z1-C e Z2-C. Esse gráfico (Figura 24) permite comparar a rigidez da região da ligação, mostrando qualitativamente e quantitativamente a diferença gerada pelo transpasse.

Observando o gráfico da Figura 24, percebe-se claramente que o transpasse, diferentemente da ligação por luva, melhora o desempenho da terça, sendo que para os perfis de chapa 1,75 mm, no caso da ligação curta, a diminuição do deslocamento foi de 22%, e 18% para a ligação longa, quando comparados aos protótipos contínuos de mesma espessura.

No caso dos protótipos de chapa 2,70 mm, para a ligação curta, houve um aumento do deslocamento, de 5% e no caso do protótipo com ligação longa, um decréscimo de 21%. O acréscimo de deslocamento no caso do protótipo Z2-T5 pode ser explicado, pois este protótipo conforme a Tabela 7 foi o único a superar o momento fletor resistente previsto pelo MRD e consequentemente resistiu a uma força muito superior à do protótipo contínuo Z2-C (23%), aumentando também seu deslocamento correspondente.

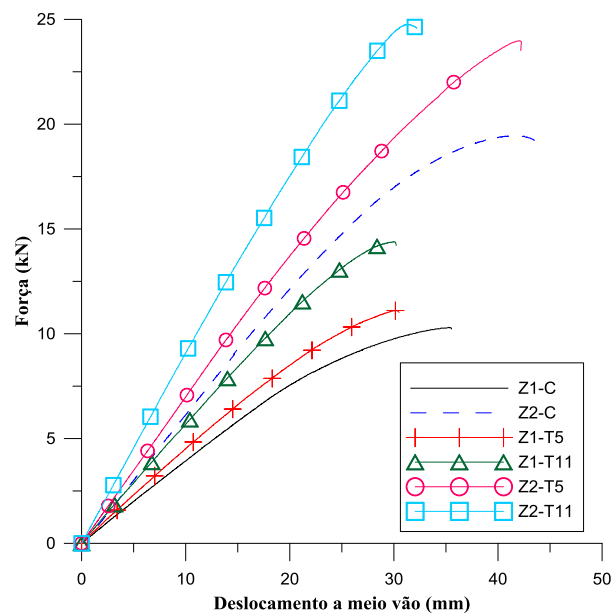


Figura 24 - Curvas força-deslocamento a meio vão para as terças contínuas e com ligações por transpasse.

Agora, um gráfico análogo ao da Figura 21 é apresentado na Figura 25 para visualização do comportamento típico dos protótipos por transpasse em relação ao desenvolvimento dos deslocamentos ao longo da terça e ao longo do carregamento, dando uma ideia mais clara da diferença de rigidez encontrada nesses ensaios.

Da Figura 25 o que pode ser notado é que para força máxima, a deformada do protótipo se aproxima muito bem da deformada teórica elástica, considerando a terça com momento de inércia constante ao longo de todo o seu comprimento.

Analisando agora os registros dos extensômetros para entender como as tensões se distribuem nos perfis ao longo do carregamento, percebe-se uma tendência nos protótipos com transpasse curto de que essa seja assimétrica nas mesas, conforme se esperaria de um

perfil pontossimétrico sujeito a flexão em torno do eixo perpendicular à alma, equivalente ao que ocorre nos protótipos com ligações por luva.

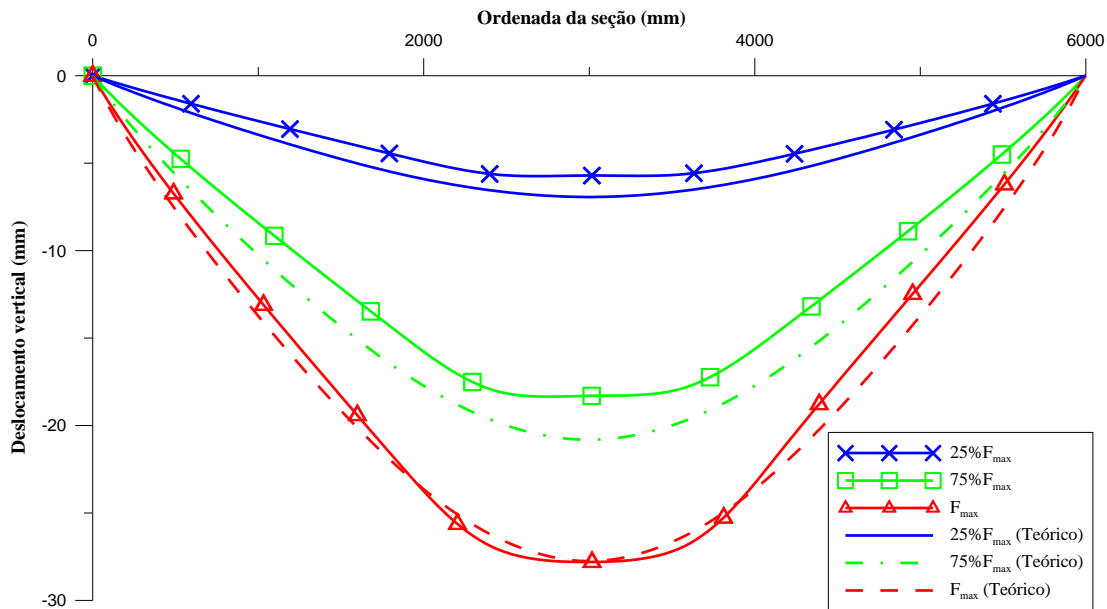


Figura 25 - Deslocamento vertical *versus* ordenada da seção (típico para transpasse).

Já no caso dos protótipos com transpasse longo ou protótipos contínuos, esse fenômeno não ocorre de maneira pronunciada. Uma discussão mais detalhada sobre esse assunto está apresentada nas seções 4 e 5. A Figura 26 ilustra o comportamento força aplicada – deformação dos protótipos com transpasse.

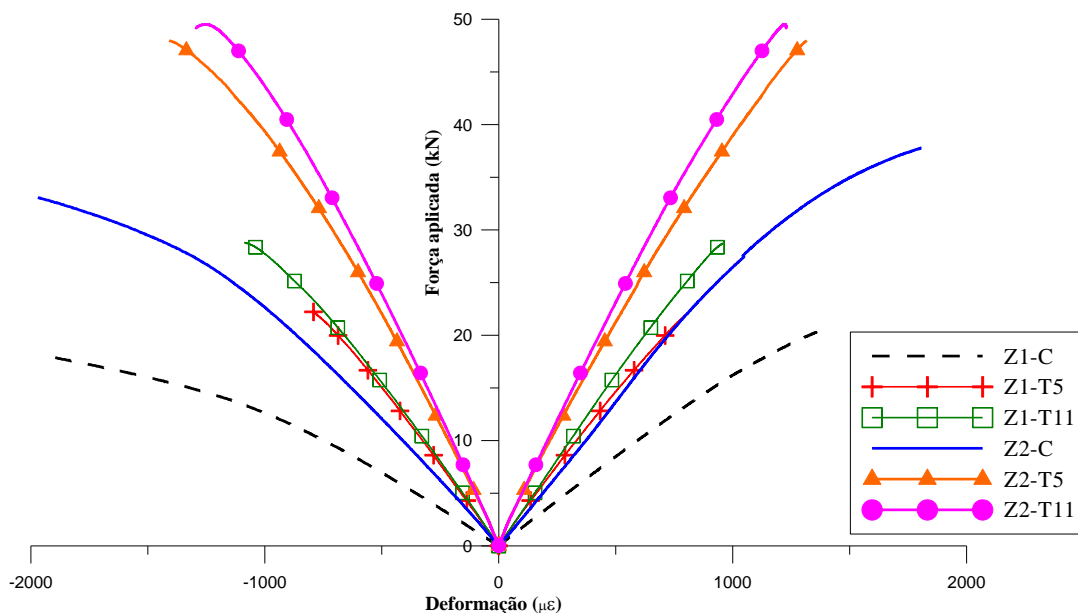


Figura 26 - Força aplicada *versus* deformação das mesas comprimida e tracionada da seção a meio vão (protótipos com transpasse).

É direta a constatação do ganho de rigidez dos protótipos com ligações por transpasse pela observação das deformações. Vale lembrar que as medidas de deformação utilizadas na Figura 26 referem-se aos extensômetros colados próximo à alma do perfil e foram calculadas considerando o material em regime elástico linear.

O comportamento da distribuição de tensões nas mesas dos perfis dos protótipos com ligações por transpasse pode ser observado na Figura 27.

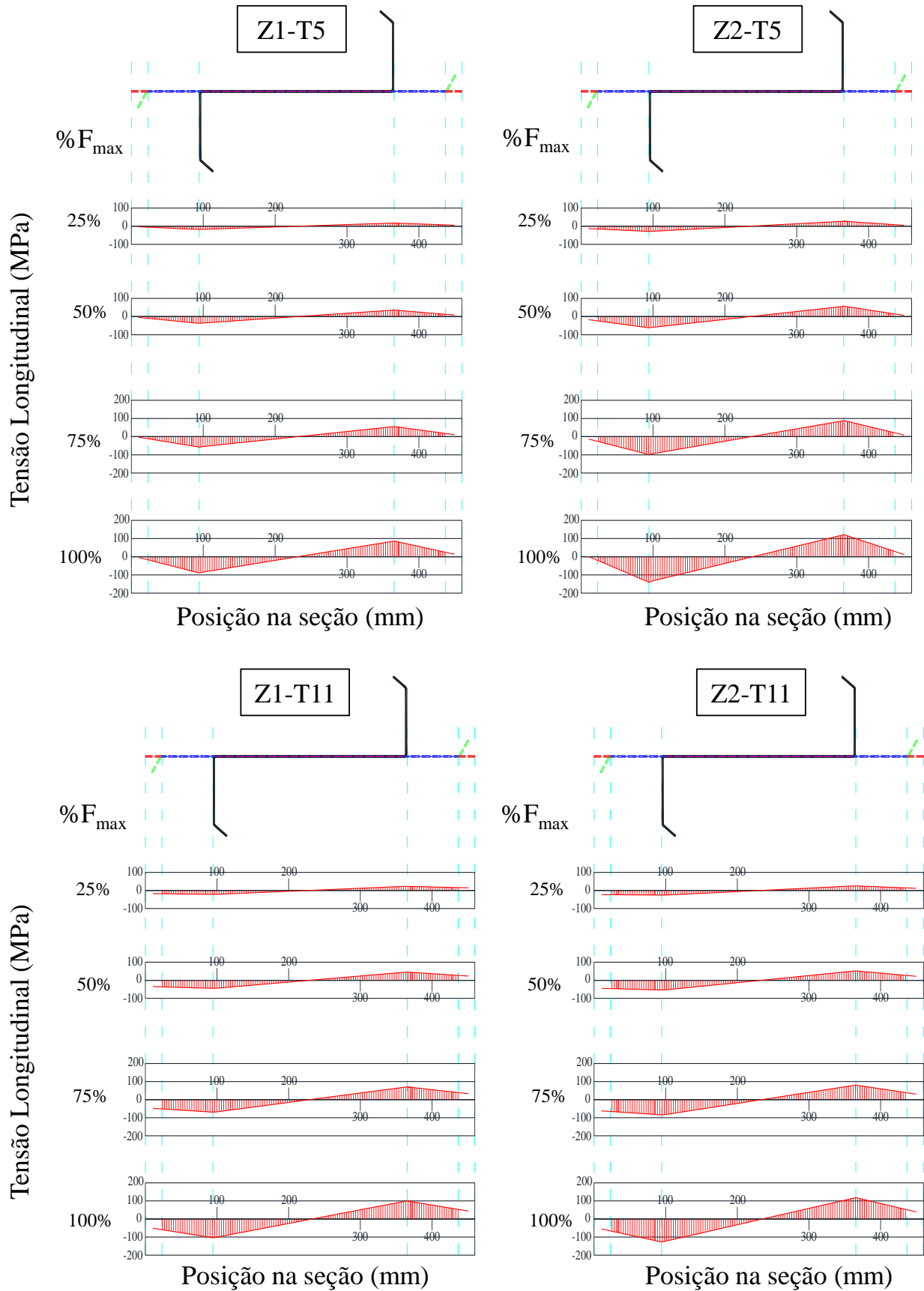


Figura 27 - Distribuição de tensões experimentais ao longo da seção transversal para estágios de carregamento de 25, 50, 75 e 100% da força máxima aplicada (protótipos com transpasse).

4 ANÁLISES TEÓRICAS

Nesta seção, são apresentadas considerações acerca do comportamento estrutural das ligações por transpasse e luva. Inicialmente será feita uma discussão sobre o modo de falha observado durante os ensaios e denominado modo distorcional-local (D-L). Esta discussão visa elucidar o mecanismo interno de forças que se forma na região da ligação.

Em seguida, um tratamento analítico será dado ao problema da rigidez da ligação e como considerá-la na análise estrutural de sistemas de terças com continuidade nos apoios. As parcelas de flexibilidade da ligação são apresentadas, e um modelo de elementos finitos de barras é proposto para previsão dos deslocamentos dos protótipos e conseqüentemente para modelagem dessa região em situação de serviço.

Uma discussão acerca da deformabilidade da parede dos furos na ligação é apresentada na penúltima seção.

Por fim, a influência da distribuição de tensões na seção transversal para previsão do momento fletor resistente dos perfis segundo o MRD será apresentada, juntamente com os fatores que levam a tal distribuição.

4.1 Mecanismo de falha D-L

Para os protótipos com ligações por transpasse curto ($L_t/h < 3,84$), de qualquer espessura de chapa e para ligações por luva com chapa 1,75 mm, o modo de falha observado foi denominado distorcional-local (D-L).

Este modo de falha já havia sido reportado por diversos autores, como Ghosn e Sinno (1995), Ho e Chung (2004) e Chung e Ho (2005), de maneira indireta, pois atribuíam a falha exclusivamente ao modo local que ocorre na etapa final do ensaio, sempre reportando, no entanto, que havia uma distorção severa dos perfis no fim da ligação (transpasse no caso dos artigos citados). Embora a observação deste modo de falha não seja novidade, em nenhum trabalho foi dada ênfase a este ponto. Aqui se considera que este seja um dos pontos principais para entender o porquê de os perfis falharem no fim da ligação e com momentos fletores resistentes inferiores aos previstos pelos modelos normativos, inclusive o MRD. Zhang e Tong (2008) prescrevem a utilização de valores conservadores de redução do momento fletor resistente, entre 0,80 e 0,85 do teórico. O mesmo ocorre nos trabalhos de

diversos outros autores. Mas não há uma explicação para essa redução senão a simples observação dos resultados experimentais.

A “interpretação” do mecanismo de falha pode ser considerada uma contribuição inédita ao assunto e contribui significativamente no entendimento do comportamento de ligações em terças de aço formadas a frio, dando uma nova direção a futuros estudos.

Inicialmente, as normas técnicas preveem que a verificação de segurança dos perfis em ligações parafusadas em terças seja feita pela interação momento fletor – força cortante (M-V), sendo o momento fletor e a força cortante resistente determinados por qualquer modelo normativo, e, no caso do momento fletor, levando-se em conta o modo de falha mais desfavorável, modo global, local ou distorcional. Considera-se ainda que a flexão seja restringida em torno do eixo paralelo à alma.

De maneira indireta, ao considerar a curva de interação M-V, está se reduzindo a parcela de momento fletor resistente que se pode mobilizar, de modo que a razão entre solicitação e resistência seja inferior à unidade (ou ao valor prescrito em cada norma para suas curvas de interação), indo ao encontro das observações experimentais. O problema é que, mesmo essas curvas não são capazes de prever com segurança a força máxima que um sistema de terças é capaz de suportar, e na mesma linha logicamente, restringir essa força máxima aplicada, na fase de projeto. Pham et al. (2012) chegam à mesma conclusão para ligações com propriedades geométricas semelhantes às que apresentaram modo de falha D-L. A Figura 28 ilustra os resultados da interação M-V determinados experimentalmente para os protótipos e a curva de interação proposta pelas normas brasileira NBR 14762 (ABNT, 2010) e americana ANSI/AISI S100 (AISI, 2007a).

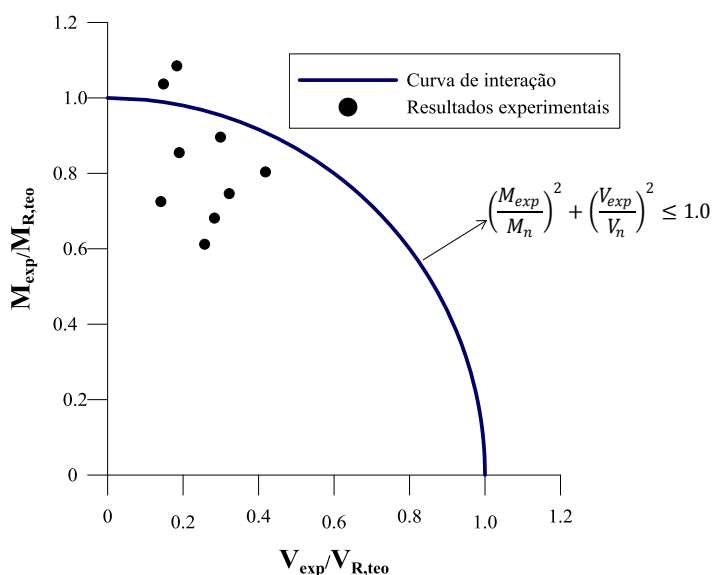


Figura 28 - Diagrama de interação M-V.

Na Figura 28, os únicos pontos acima da curva de interação são os protótipos Z2-C cujo modelo de previsão deve ser adequado e o protótipo Z2-T5.

Diferentemente da fase de projeto, onde se procura dimensionar os elementos estruturais para ficarem abaixo da curva, no caso de resultados experimentais procura-se o oposto, pois estar acima da curva significa que o momento fletor resistente, associado à sua força cortante excede o que seria previsto teoricamente. Portanto, os protótipos supracitados tiveram comportamento adequado, enquanto todos os demais falharam com momento fletor resistente inferior ao desejado.

Ao se fazer a engenharia reversa, e tentar prever a força máxima aplicada experimentalmente, chegar-se-ia a uma força maior (pontos sobre a curva da Figura 28).

Sendo assim, no caso de ligações parafusadas com os comprimentos investigados, o mecanismo de forças internas gerado pela própria introdução da ligação na terça é um dos fatores que podem explicar essa redução no momento fletor resistente. O outro fator é a distribuição de tensões no perfil, que difere do que usualmente se adota, porém, este outro fator será discutido posteriormente.

Na região da ligação – luva ou transpasse – as duas seções do tipo Z estão sobrepostas e conectadas pela alma por parafusos, conforme a Figura 29a.

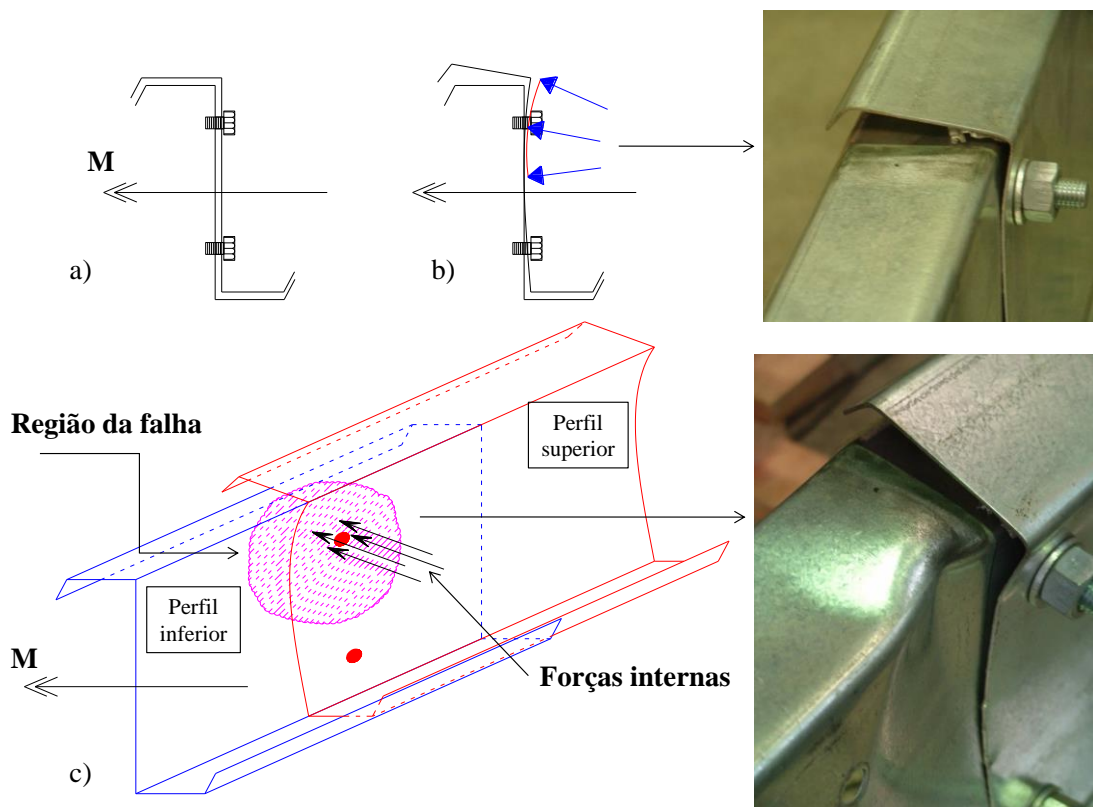


Figura 29 - Mecanismo de falha D-L. (Fonte: FÁVERO NETO et al., 2013)

A Figura 29b mostra como a distorção inicialmente se desenvolve no perfil superior do conjunto. A seção que distorce gera forças fora do plano da alma do perfil inferior, introduzindo deslocamentos laterais à mesma. Ao se introduzirem deslocamentos, a alma do perfil inferior perde rigidez em seu plano e se instabiliza na região comprimida da seção. Como a rigidez da alma afeta diretamente a rigidez da mesa comprimida, ocorre uma perda de rigidez na mesa, levando-a a um modo de falha próximo do modo local com níveis de tensão menores, diminuindo o momento fletor resistente da seção do perfil inferior, conforme a Figura 29c.

O comprimento da ligação se mostrou influente no modo de falha observado, sendo que no caso dos protótipos com transpasse de 2.200 mm, o modo observado foi basicamente o distorcional, porém, como já foi mencionado anteriormente, com uma particularidade: a presença de uma única semionda distorcional na região do fim do transpasse.

Para determinar a resistência desses perfis pelo MRD, uma análise de estabilidade elástica deve ser realizada. Trata-se de uma análise de autovalor e autovetor. A deformada pode ter dois sentidos, por assim dizer, para a mesma tensão crítica. Para dar um exemplo, em um perfil do tipo Z enrijecido, a deformada local de mesa pode apresentar uma concavidade tanto para cima, como para baixo, sob a mesma tensão. Esse conceito é de certa maneira intuitivo.

No caso dos transpasses curtos e das ligações com luva, a deformada se comportou da maneira apresentada na Figura 29, devido às maiores tensões desenvolvidas na seção do fim da ligação se comparadas às dos transpasses longos. No caso dos últimos, o sentido da deformada mudou, e como as forças fora do plano aplicadas são inferiores, não ocorreu a formação de um mecanismo localizado na mesa do perfil, mas a interação entre os perfis, de alguma forma contribuiu negativamente na rigidez distorcional da seção no fim do transpasse, reduzindo o momento fletor resistente da terça.

O que se pretende mostrar é que, independentemente da configuração geométrica, o contato dos perfis adjacentes na região da ligação altera a configuração de distribuição de tensões no perfil e ao que tudo indica, reduz a capacidade resistente do mesmo, seja por decréscimo de rigidez de algum elemento da seção (alma ou mesa) ou pelo acréscimo direto de tensões (forças de contato).

4.2 Análise da rigidez

O grande problema ao se analisar ligações por transpasse ou luva em perfis formados a frio (assim como em qualquer outro tipo de ligação que não tenha sido exaustivamente estudado) é entender seu comportamento estrutural, ou seja, conhecer quantitativamente como se comporta do ponto de vista de rigidez e quais seus esforços resistentes, tanto em serviço como reserva pós-crítica (em alguns casos). Nesta seção e na próxima tratar-se-á exclusivamente da análise da rigidez e nas seguintes, do momento fletor resistente.

Mas por que é tão importante estudar a rigidez das ligações? A resposta é de certa maneira direta: a rigidez da ligação é fundamental na rigidez do sistema estrutural como um todo, determinando a distribuição de esforços ao longo da estrutura e, inclusive os esforços aos quais a própria ligação estará submetida.

O problema seria simples se as ligações se comportassem de maneira determinística, isto é, tivessem um valor de rigidez constante e bem determinado, como uma constante de mola por exemplo. Mas infelizmente não é isso que ocorre. Na realidade, a rigidez da ligação e o seu comportamento é bastante dependente do nível de solicitação ao qual está sujeita.

Percebe-se então como é complexo o problema, pois a rigidez da ligação, em geral, depende dos esforços solicitantes, que por sua vez dependem da correta determinação da rigidez da estrutura, que inclui a ligação, sendo, portanto necessário um processo iterativo para resolver o problema.

A maior dificuldade, no entanto, recai sobre a própria determinação do comportamento solicitação-rigidez da ligação. Uma vez que este fosse conhecido, o processo iterativo descrito anteriormente poderia ser facilmente simulado em qualquer software comercial de elementos finitos, por exemplo, mas não se conhece, via de regra, essa relação.

A maneira indicada pelas normas técnicas para determinar essa característica é através de curvas experimentais momento-rotação, entendendo-se por rotação, a rotação relativa entre os trechos conectados, sendo essa a característica de rigidez procurada. Segundo o maior ou menor grau de rotação relativa entre trechos para uma dada razão de solicitação, as ligações são classificadas em rígidas, semirrígidas e simples. Nas siglas em inglês, FR (*fully restrained*), PR (*partially restrained*) e SS (*simply supported*) (AISC, 2010b).

As ligações de continuidade em terças podem ser classificadas entre rígidas e semirrígidas, pois permitem certa rotação relativa entre os perfis adjacentes, devido entre outros fatores, à deformabilidade da chapa no contato com os parafusos.

Portanto, a correta determinação da rigidez dessas ligações é fundamental para se conhecer os deslocamentos e a distribuição de esforços ao longo das terças para o correto dimensionamento e verificação em projeto.

Conforme o próprio AISC (2010b) prescreve, pode ser interessante dividir a análise da rigidez para situações de serviço e para situações últimas, pois conforme dito anteriormente, o comportamento depende do nível de solicitação. Ao dividir a análise em dois estágios, algumas simplificações podem ser realizadas, facilitando-a.

Foram propostas duas metodologias para determinação da rigidez da ligação e utilização na análise estrutural de sistemas de terças com continuidade nos apoios. Ambas as metodologias consideram que a ligação promova continuidade total de esforços e deslocamentos.

A primeira metodologia considera que a ligação seja rígida, porém com um momento de inércia modificado nessa região (αI). Esta metodologia pode ser utilizada para previsão dos deslocamentos em serviço, ou seja, sob forças relativamente afastadas do estado limite último.

A segunda metodologia considera que a ligação seja semirrígida, com deslocamentos relativos entre perfis adjacentes. A região da ligação tem momento de inércia constante e aproximadamente igual à soma dos momentos de inércia dos perfis adjacentes. Um modelo de barras é apresentado, no qual o comportamento semirrígido é modelado por meio de molas de rotação. Esta metodologia pode ser utilizada para previsão dos deslocamentos tanto nos carregamentos de serviço, como para os carregamentos últimos. A partir desse modelo de barras, uma resposta momento fletor-rotação relativa pode ser obtida permitindo assim a classificação da ligação.

A primeira metodologia será referida como Método da Rigidez Equivalente (MRE) e a segunda como Método da Rigidez Rotacional (MRR).

Inicialmente, é importante conhecer quais as parcelas de flexibilidade que afetam o comportamento da ligação, influenciando nos deslocamentos do sistema como um todo. Ao se imaginar que os protótipos sejam idealizações da região da ligação, é importante conhecer o seu deslocamento, pois esse contribui ao deslocamento da terça ao longo de seu vão.

Ho e Chung (2006) propõem que o deslocamento vertical total a meio vão dos protótipos (Δ) (e consequentemente do sistema) pode ser subdividido em três parcelas: (i) deslocamento devido à deformação causada pelo momento fletor (Δ_M), (ii) deslocamento devido à deformação causada pela força cortante (Δ_V), e (iii) deslocamento causado pela deformação da parede dos furos da ligação (Δ_b). Soma-se às parcelas citadas anteriormente em alguns casos em que seja significativa, a parcela de deslocamento devida ao

escorregamento do parafuso no furo (Δ_{slip}). Essa parcela é significativa em ligações com detalhes de furação diferenciados, como por exemplo, furos alargados ou pouco alongados. No caso de ligações com tolerâncias de furação usuais (furo padrão) a parcela de escorregamento já ocorre com a solicitação do peso próprio e é em geral minimizada pela contra flecha utilizada nos perfis. O deslocamento vertical total é dado então pela Equação (29):

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_V + \Delta_b + \Delta_{slip} \quad (29)$$

Na Equação (29) as parcelas Δ_M e Δ_V podem ser determinadas para qualquer arranjo de ligação via princípio dos trabalhos virtuais, por exemplo, conforme a Equação (8) da Seção 2. A parcela devida à deformação dos furos na ligação, Δ_b , no entanto, requer a compreensão de como se processam as deformações localizadas e do deslocamento relativo desenvolvido em cada arranjo de ligação. Esse assunto será discutido em detalhe na seção 4.2.2.

4.2.1 Método da Rigidez Equivalente

No Método da Rigidez Equivalente (MRE), a região da ligação é considerada contínua e perfeitamente rígida. Para levar em conta a redução da rigidez causada pela rotação relativa devida à parcela de deformação do furo, um fator de modificação do momento de inércia (α) é aplicado. Este fator é determinado com base na formulação do modelo da Figura 3 (Seção 2). Mediante um procedimento de tentativa e erro, o momento de inércia da região da ligação é alterado de forma que o deslocamento a meio vão seja igual ao determinado experimentalmente. A razão entre o momento de inércia modificado (I_{mod}) e o momento de inércia da seção individual (I) é o fator de modificação, Equação (30):

$$\alpha = \frac{I_{mod}}{I} \quad (30)$$

O ajuste para o momento de inércia tem boa resposta para forças de até 50% da força máxima, ou seja, pode ser aplicado em análises de deslocamentos e distribuição de esforços em serviço. Para análise no ELU, os resultados passam a ser discrepantes. A Figura 30a resume os valores do fator de redução encontrados para os protótipos.

Uma análise de regressão foi realizada separadamente para os protótipos com transpasse, Figura 30b e uma curva proposta para interpolação dos resultados e para programação, Equação (31).

$$\alpha = 0,0501(2L_t/h) + 1,5326 \quad (31)$$

No caso dos protótipos com luva, devido à escassez de dados e pela razão única entre comprimento de transpasse e altura do perfil, os dois fatores propostos são 0,90 para chapa de 1,75mm e 0,85 para chapa de 2,70mm.

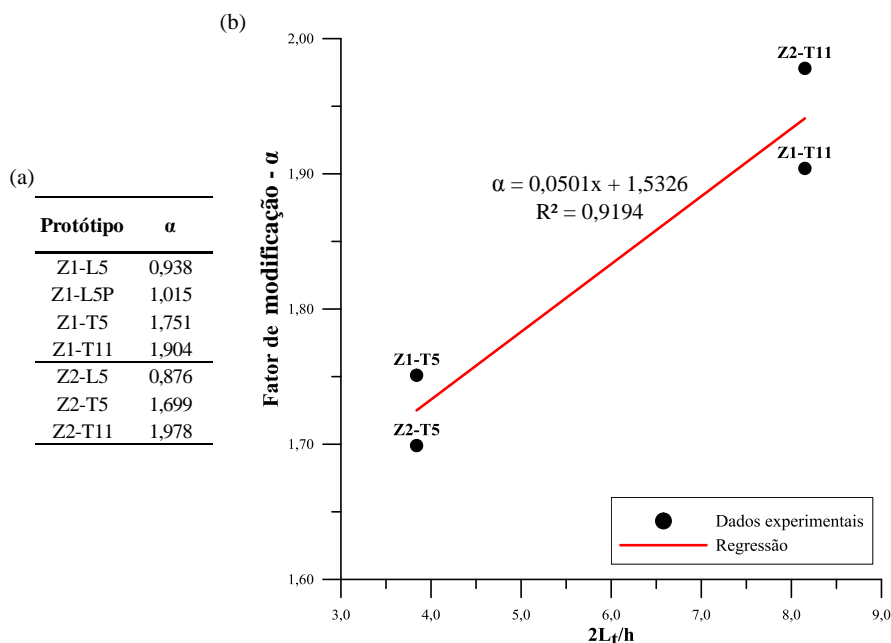


Figura 30 - Fator de correção de inércia *versus* razão $2L_t/h$. (a) Fatores calculados. (b) Curva para interpolação em ligações por transpasse.

Com base nesses valores, a região da ligação pode ser modelada em diversos *softwares* de análise estrutural com a inércia modificada para verificação dos deslocamentos, considerando que a resposta elástica seja representativa do deslocamento real, procedimento usual na prática.

O valor prescrito para o fator de inércia equivalente no caso de ligações com luva e chapa 2,70 mm é um valor de referência e pode não representar a realidade, pois o protótipo Z2-L5 possuía uma grande imperfeição distorcional inicial, que pode ter alterado o seu resultado.

Para efeito de comparação com a Equação (32), transforma-se a Equação (31) em uma equação logarítmica, função agora da razão entre o comprimento de transpasse e o vão de ensaio ($2L_t/L$), Equação (32):

$$\alpha = 0,287 \ln(2L_t/L) + 2,229 \quad (32)$$

Ghosn e Sinno (1995) apresentam uma expressão, baseada em ensaios de ligações por transpasse com razões $2L_t/h$ variando entre 2,52 e 7,50. Essa expressão é apresentada a seguir, Equação (33).

$$\alpha = 0,25 \ln(2L_t/L) + 2,0 \quad (33)$$

A diferença entre as duas expressões, para razões usuais entre o comprimento de transpasse e vão, de 10% a 20% resultam inferiores a 11%, o que mostra uma boa concordância de resultados tendo em vista a escassez de dados.

4.2.2 Método da Rigidez Rotacional

O Método da Rigidez Rotacional (MRR) tem por base o método vetorial de forças, amplamente utilizado no cálculo dos esforços em parafusos de ligações entre perfis pesados (laminados e soldados).

Para sua aplicação, o MRR necessita do conhecimento prévio dos esforços internos e da rigidez rotacional da ligação, sendo que esta última depende de outro parâmetro importante, a rigidez de contato da parede do furo (item 4.3).

No MRR proposto, tanto os deslocamentos em serviço, como os deslocamentos máximos podem ser previstos com maior ou menor precisão a depender da configuração geométrica da ligação.

O deslocamento vertical total está relacionado às três (ou quatro) parcelas já mencionadas. As parcelas devidas ao momento fletor e à força cortante podem ser determinadas pelo princípio dos trabalhos virtuais. A parcela devida ao escorregamento do parafuso na ligação é bastante simples de calcular, baseando-se no método vetorial e sendo uma adaptação da formulação para a parcela devida à deformação do furo. O problema de sua aplicação recai sobre a magnitude do deslocamento do parafuso devida ao escorregamento, sendo de difícil determinação. Por fim, a parcela devida à deformação do furo é determinada acoplando-se o método vetorial a um modelo mecânico, conforme será demonstrado mais à frente.

Ho e Chung (2006) apresentam uma discussão completa acerca da previsão de deslocamentos de ligações por transpasse, propõem a utilização da Equação (29) e diagramas de esforços para determinação de Δ_M e Δ_V .

Para entender a dedução do MRR, inicialmente observe-se a Figura 31a. Ao aplicar a força no ensaio, os dois perfis adjacentes rotacionam em torno dos centros de rotação da ligação. Em função da rotação, ocorre uma reação dos parafusos da ligação pelo contato com a chapa dos perfis, gerando esforços internos de cisalhamento nos parafusos, e de compressão localizada (contato) na parede do furo. Fazendo o equilíbrio de corpo rígido na posição rotacionada, considerando que a força nos parafusos (F_b) é proporcional à sua distância ao centro de rotação, e que haja uma rotação relativa, os esforços internos à ligação e ao longo das terças ficam determinados, Figura 31b. No Apêndice A são apresentados os diagramas de esforços para ambas as tipologias de ligação, juntamente com as expressões para sua determinação.

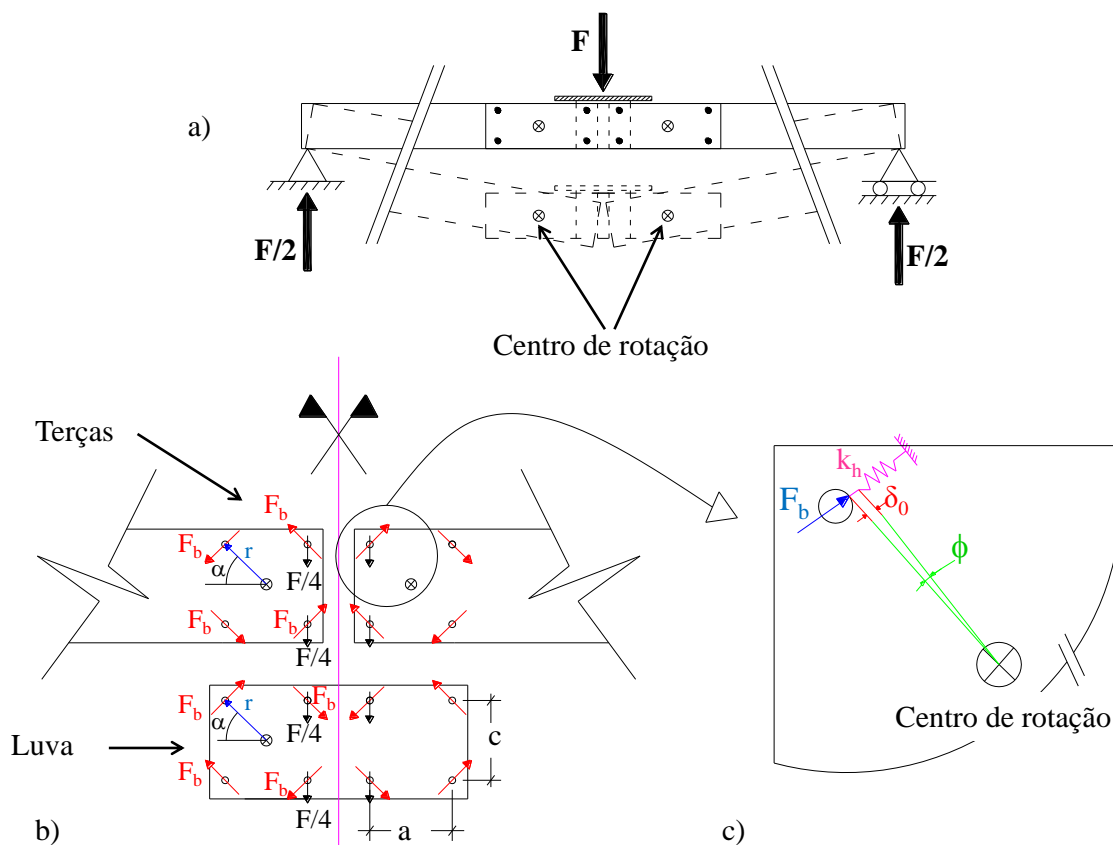


Figura 31 - Forças desenvolvidas na ligação e modelo mecânico. (Fonte: FÁVERO NETO et al., 2013)

No caso de ligações por luva, o equilíbrio de corpo rígido deve ser feito em função dos momentos fletores na posição dos centros de rotação. Para luvas curtas ($2L_t/L < 0,1$), esse

momento pode ser aproximado pelo momento a meio vão, enquanto que para luvas mais longas, deve ser calculado.

Como na ligação por transpasse há apenas um centro de rotação, que coincide com a seção a meio vão, o equilíbrio é realizado em função do momento fletor nessa seção (momento máximo).

A partir dos diagramas de esforços solicitantes, as parcelas Δ_M e Δ_V ficam determinadas e parte-se agora para a determinação da parcela devida à deformação do furo. Na Figura 31b, para cada centro de giro, existem quatro parafusos de reação, então a força no parafuso pode ser determinada pela Equação (34):

$$F_b = \frac{M}{4r} = \frac{M}{2\sqrt{a^2 + c^2}} \quad (34)$$

Onde:

M = momento fletor no centro de rotação,

r = distância entre o parafuso e o centro de giro,

a, c = gabarito de furação.

Observe agora na Figura 31c, que através do modelo mecânico apresentado, o deslocamento a meio vão pode ser determinado em função da rotação relativa entre os perfis, que por sua vez é proporcional ao deslocamento do parafuso devido à deformação da chapa.

Pelo equilíbrio estático, o deslocamento a meio vão devido à rotação, gerado pela deformação do furo, é dado pela Equação (35) abaixo:

$$\Delta_b = \phi \frac{L}{2} = \frac{\delta_0}{r} \frac{L}{2} \quad (35)$$

Onde:

ϕ = giro relativo da ligação, igual à razão δ_0/r ,

δ_0 = deformação da parede do furo (deslocamento do parafuso) devida à força F_b ,

L = vão entre apoios (vão de ensaio).

Sendo δ_0 a deformação da parede do furo, razão entre a força no parafuso (F_b) e a rigidez de contato da parede do furo (k_h), ao se determinarem os esforços na ligação, conforme apresentado no Apêndice A e conhecida a referida rigidez, a parcela de

deslocamento (Δ_b) fica determinada, conforme a Equação (36), em função do momento fletor solicitante:

$$\Delta_b = \frac{ML}{8k_h r^2} \quad (36)$$

A Equação (36) deve ser somada às demais parcelas de deslocamento para permitir o cálculo do deslocamento total.

Por fim, a parcela devida ao escorregamento do parafuso na ligação pode ser determinado pela adaptação da Equação (35), substituindo-se o deslocamento devido à deformação do furo (δ_0) pelo escorregamento do parafuso, Equação (37).

$$\Delta_{slip} = \frac{\delta_{slip} L}{r} \frac{L}{2} \quad (37)$$

No trabalho de Lim e Nethercot (2004), há uma discussão acerca da consideração da parcela de deslocamento devida ao escorregamento do furo. Segundo os autores citados, devido às folgas de execução que em geral são de 2,0 mm (furo padrão), se os parafusos fossem instalados perfeitamente centralizados, haveria uma folga de 1,0 mm. Sob o peso próprio da estrutura, os parafusos já teriam escorregado e estariam em contato com a parede do furo. Essa afirmação é especialmente verdadeira no caso de parafusos colocados sem controle de torque em chapa galvanizada (usual).

4.2.2.1 Modelo de barras proposto

Com base no que foi desenvolvido até agora, um modelo de barras é apresentado, visando à modelagem da região da ligação para uso em projeto, e que leve em conta as parcelas de flexibilidade apresentadas. Esse modelo pode ser implementado através de qualquer software de elementos finitos. A Figura 32 mostra a idealização do modelo.

As molas de rigidez rotacional são posicionadas nos centros de rotação teóricos da ligação (conforme determinados pelo método vetorial) e a região da ligação é modelada com, aproximadamente, a soma da inércia dos perfis conectados.

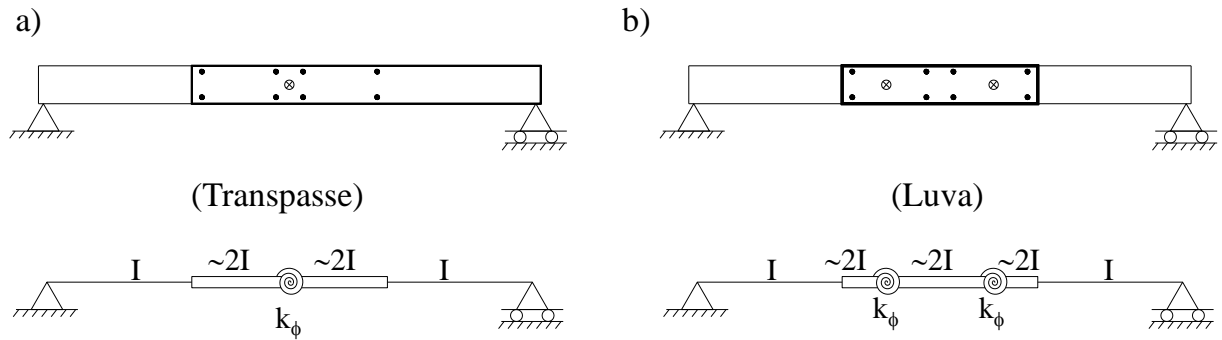


Figura 32 - Modelo de barras para aplicação do MRR. (a) Modelagem da ligação por transpasse, (b) modelagem da ligação por luva. (Fonte: FÁVERO NETO et al., 2013)

A rigidez rotacional da mola (k_ϕ) utilizada no modelo é dada pela razão entre o momento fletor máximo e a rotação relativa da ligação, conforme a Equação (38):

$$k_\phi = \frac{M}{\phi} = \frac{Mr}{\delta_0} \quad (38)$$

Juntando então as Equações (34), (35), (36) e (38), e rearranjando os termos, a rigidez rotacional da ligação fica determinada em função da rigidez de contato da parede do furo, Equação (39).

$$k_\phi = 4k_H r^2 \quad (39)$$

A vantagem da modelagem é que permite considerar automaticamente as componentes de deformação devidas ao momento fletor (Δ_M) e à força cortante¹³ (Δ_V).

As molas de rotação levam em conta a deformação do furo, terceira parcela de deslocamento (Δ_b). A componente de deslocamento devida ao escorregamento não é levada em consideração, mas se necessária, pode ser somada separadamente, conforme a Equação (37).

Utilizando o software MASTAN 2 v3.3 (McGuire et al., 2000), duas análises foram realizadas e comparadas, (i) análise elástica de primeira ordem ($\Delta_{1^\circ\text{ordem}}$), e (ii) análise elástica de segunda ordem, levando em conta a não linearidade física devida ao escoamento parcial da seção ($\Delta_{2^\circ\text{ordem}}$). Para determinação da rigidez de mola a rotação, foram utilizadas as rigidezes de contato da parede do furo propostas por Dubina e Ungureanu (2010) e Bryan (1993). A Tabela 8 resume os resultados obtidos para os esforços últimos.

¹³ Em alguns casos, os softwares usuais de análise estrutural baseados na teoria clássica de viga, não levam em conta a deformação devida à força cortante. Para razões entre vão e altura do perfil superiores a 3, não é significativa a sua contribuição, podendo ser desconsiderada. Essa é a situação mais corriqueira.

Tabela 8 - Previsão de deslocamentos utilizando modelo de barras simples.

Protótipo	k_f (kN.cm/rad)	F_{max} (kN)	D_{exp} (cm)	$D_{1^a \text{ ordem}}$ (cm)	$D_{2^a \text{ ordem}}$ (cm)	D_{exp}	D_{exp}
						$D_{1^a \text{ ordem}}$	$D_{2^a \text{ ordem}}$
Z1-L5	130.000	8,86	3,94	4,39	4,40	0,90	0,90
Z1-L5P	130.000	9,80	4,06	4,86	4,87	0,84	0,83
Z1-T5	565.000	11,10	2,78	2,75	2,77	1,01	1,00
Z1-T11	2.500.000	14,40	2,93	2,54	2,55	1,16	1,15
Z2-L5	223.000	18,28	6,80	5,53	5,63	1,23	1,21
Z2-T5	980.000	24,00	4,27	3,77	4,13	1,13	1,03
Z2-T11	4.300.000	24,75	3,17	2,80	2,89	1,13	1,10
Média						1,06	1,03
CoV						0,14	0,13

Nos resultados da Tabela 8, o software MASTAN2 não leva em conta a deformabilidade devida à força cortante nem devido ao escorregamento do parafuso.

Os deslocamentos a meio vão para a máxima força aplicada em cada protótipo (Δ_{exp}) são comparados com os deslocamentos do modelo de elementos finitos de barras para a mesma força. Na análise do tipo (i), as previsões ficaram em média 6% abaixo dos resultados experimentais, enquanto que na análise do tipo (ii), esse valor se reduz para apenas 3%. Esses resultados corroboram para uma boa aproximação do modelo proposto. A previsão média de deslocamentos inferiores aos experimentais pelo modelo teórico pode ser atribuída ao fato de que o mesmo não leva em conta a perda de rigidez devida à instabilidade local e distorcional nos perfis, e às expressões empíricas da rigidez de contato da parede dos furos utilizadas.

4.2.3 Limitações dos modelos propostos

Ambos os modelos podem ser utilizados para previsão dos deslocamentos, mas existem algumas informações que devem ser consideradas.

Primeiramente, os modelos foram calibrados com os protótipos que levam em conta apenas uma região próxima à ligação, que em uma edificação real corresponderia à região de apoio das terças. Há uma simplificação da força, pois a força aplicada corresponde à reação de apoio, mas a depender da localização do apoio e do número de vãos, a reação muda e, portanto, não há uma correspondência direta entre a força aplicada nos ensaios e a força uniformemente distribuída (padrão) em um sistema completo de terças. O que se admite é que como os modelos são uma representação em regime elástico do comportamento, para

qualquer nível de solicitação em serviço, a resposta elástica é proporcional, se ajustando aos vãos.

A última afirmação deve fazer com que a utilização, principalmente do MRR para previsões últimas seja feita com cautela.

Com relação à modelagem das ligações para obter a distribuição de esforços, considera-se também que sejam adequados, pois se basearam em esquemas isostáticos, que fazem com que independente a reação de apoio e da relação de rigidezes da região da ligação, a razão entre o momento e a cortante na seção central e na seção do fim da ligação seja constante. No caso de sistemas reais de terças com múltiplos vãos, no entanto, existe diferença de rigidez entre vãos adjacentes, alterando a distribuição de esforços solicitantes à esquerda e à direita da ligação, podendo não conduzir a resultados similares.

Outra limitação dos modelos é que no caso da distribuição de esforços solicitantes últimos, os parâmetros elásticos utilizados estão fora do seu intervalo de validade.

No caso da distribuição de esforços últimos, essa abordagem deve ser evitada, sendo preferível a favor da segurança, modelar a região da ligação como tendo o momento de inércia igual à soma dos perfis adjacentes, conforme a metodologia atual para verificação da seção sobre o apoio e no fim da ligação. Para verificar a seção a meio vão, conservadoramente, a terça pode ser modelada com momento de inércia constante sobre todos os apoios.

4.3 Rigidez de contato da parede do furo

A rigidez de contato da parede do furo é de grande importância em ligações por contato em perfis de aço. Essa importância cresce ainda mais no caso de perfis formados a frio com chapas finas, pois a rigidez da chapa é proporcional à sua espessura.

O modo de falha por contato de ligações é o mais importante, e, posto que algumas dimensões mínimas de furação sejam respeitadas, é praticamente o único modo de falha possível de ocorrer.

A deformação da parede do furo é fortemente não linear com o carregamento, e também depende dentre outros fatores, das propriedades elásticas do material, da espessura da chapa e dos diâmetros do parafuso e do furo.

De maneira geral, diversos autores propõem expressões empíricas para determinação das curvas tensão-deformação de contato da parede dos furos. Tais expressões são

desenvolvidas com base em ajustes de curvas experimentais, obtidas em ensaios de cisalhamento direto em chapas, ou *lap shear tests*.

Bryan (1993) e Dubina e Ungureanu (2010) consideram uma relação linear entre a força aplicada e o deslocamento relativo entre as chapas, associado à deformação da chapa. Chung e Ip (2001) e Wang et al. (2012) por sua vez consideram que essa mesma relação seja não linear, mas propõem que possa ser simplificada por uma relação multilinear. Um ponto, no entanto, chama a atenção: a não uniformidade ou proximidade dos resultados. Para mesmas espessuras de chapa e diâmetros de parafusos, os resultados obtidos pelas diferentes propostas pode fornecer valores completamente diferentes, da ordem de 10 vezes!

Por esse motivo, uma abordagem mais específica e de validade geral pode ser interessante, como por exemplo, uma abordagem analítica baseada na Teoria da Elasticidade (TE).

Essa abordagem é interessante por dois motivos, (1) uma solução advinda da teoria da elasticidade pode ser geral, e levar em conta todos os parâmetros envolvidos no fenômeno, como espessura da chapa e diâmetro do parafuso, de maneira “exata”, válida para todas as possibilidades de combinações; e (2), resultados da TE podem ser aplicados quase que diretamente ao caso de ligações por contato, pois o material aço, nas condições usuais de carregamento, em que se almeja prever deslocamentos, encontra-se praticamente em regime elástico linear fora da região de contato.

Mesmo com tantas vantagens, existe uma grande dificuldade na utilização das expressões da teoria da elasticidade, seja pela complexidade ou pela quantidade de trabalho de cálculo necessária.

Uma abordagem deduzida a partir da TE é aquela proposta por Hertz (1896) para o contato entre corpos elásticos. De grande interesse dentre os casos possíveis é o de contato de corpos cuja forma de contato inicial seja uma linha reta antes da deformação. Esse caso é representado pelo contato entre cilindros e superfícies planas ou cilíndricas.

Para realizar suas análises Hertz lançou mão das seguintes hipóteses:

- os corpos em contato são isotrópicos;
- o limite de proporcionalidade dos materiais não é excedido;
- o carregamento age perpendicularmente à superfície;
- as dimensões da área comprimida são pequenas quando comparadas com a superfície total dos corpos em contato; e

- o raio de curvatura da área de contato é muito grande quando comparado às dimensões dessa área.

A partir dos desenvolvimentos matemáticos, conclui-se que a distribuição de tensões na superfície de contato assume a forma de uma semi-elipse com semieixos b e $p_{\text{máx}}$. As expressões são apresentadas a seguir [Equações (40) e (41)]:

$$b = 2 \sqrt{\frac{F(1 - \nu^2)(E_1 + E_2)}{\pi L E_1 E_2} \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}} \quad (40)$$

$$p_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{F E_1 E_2}{\pi L (1 - \nu^2)(E_1 + E_2)} \frac{(R_1 + R_2)}{R_1 R_2}} \quad (41)$$

A distribuição de tensões ao longo da largura $2b$ do eixo maior é dada pela função apresentada abaixo, Equação (42):

$$p = p_{\text{máx}} \sqrt{1 - \frac{y^2}{b^2}} \quad (42)$$

A Figura 33 ilustra a distribuição de tensões encontrada, bem como a geometria do contato. Nas Equações (40) e (41), F é a força total aplicada no cilindro, que se distribui uniformemente em seu comprimento, L . E_1 e E_2 , R_1 e R_2 são os módulos de elasticidade e os raios dos corpos, respectivamente, b é a largura do contato e p é a tensão de contato.

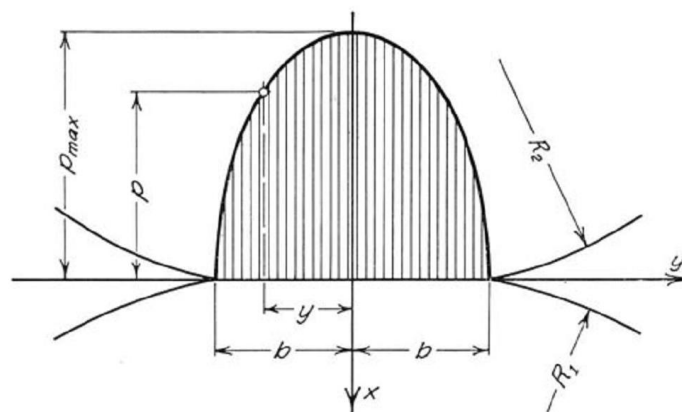


Figura 33 - Distribuição de tensões no contato de superfícies cilíndricas. (Fonte: Radzimovsky, 1953)

Em face ao que foi apresentado anteriormente, a distribuição das tensões, bem como sua intensidade máxima e ao longo da superfície de contato são bem definidas. As tensões ao longo do eixo x podem ser encontradas, assumindo que os raios dos cilindros são muito maiores que as dimensões da superfície de contato, e aplicando os resultados da TE para corpos semi-infinitos (Timoshenko, 1951). A Equação (43) fornece a tensão na direção x em função da ordenada do ponto.

$$\sigma_x = -p_{\text{máx}} \left(\sqrt{1 + \frac{x^2}{b^2}} \right)^{-1} \quad (43)$$

Tem-se, portanto, todas as informações de tensão, mas a principal informação restante é o deslocamento relativo entre os cilindros. Esse dado é de difícil quantificação analítica, sendo fortemente não linear com a força aplicada. Uma das expressões encontradas na literatura (Slocum, 1992) é apresentada na Equação (44).

$$\delta_c = \frac{2F(1 - \nu^2)}{\pi E t} \left(\frac{2}{3} + \ln \frac{4R_1}{b} + \ln \frac{4R_2}{b} \right) \quad (44)$$

O caso em estudo é do contato entre um parafuso e o furo em uma chapa. Esse caso pode ser modelado através das expressões anteriores, considerando-se que o furo seja um cilindro de raio negativo.

O parafuso é considerado um cilindro indeformável ($E = \infty$), de comprimento maior que o contato, mas para efeitos de cálculo do deslocamento e das tensões na chapa, tudo se passa como se apenas a faixa do parafuso que solicita a chapa existisse, ou seja, $L = t$.

Com essas informações, as Equações (40) e (41) podem ser utilizadas, considerando o raio do parafuso, r_b , no lugar de R_1 ; o raio do furo, r_h , no lugar de R_2 , com o sinal negativo; o módulo de elasticidade do aço no lugar de E_1 e o módulo de elasticidade infinito no lugar de E_2 . Substituindo essas novas variáveis nas referidas equações, bem como adotando $E_1 = 200.000 \text{ MPa}$ e $\nu = 0,30$, obtém-se as Equações (40.2) e (41.2):

$$b = 0,0024 \sqrt{\frac{F}{t} \frac{r_h r_b}{(r_h - r_b)}} \quad (40.2)$$

$$p_{\text{máx}} = 264,5 \sqrt{\frac{F}{t} \frac{(r_h - r_b)}{r_h r_b}} \quad (41.2)$$

As Equações (42) e (43) permanecem válidas, pois tratam da distribuição da pressão de contato e da distribuição de tensões abaixo da linha de centro de aplicação da força, não dependendo da rigidez do parafuso, e tão somente da máxima pressão aplicada e do comprimento de semieixo da elipse. O mesmo não pode ser dito, entretanto da Equação (44).

Na Equação (44), não basta substituir apenas o raio R_2 por “ $-r_h$ ”, pois a expressão se tornaria inconsistente (não há logaritmo real de número negativo).

Pensando nessa condição, uma nova aproximação que pode ser feita é considerar uma distribuição média de tensões na área de contato de maneira uniforme e assim utilizar outra expressão para cálculo do deslocamento da superfície de contato.

A Equação (45) fornece uma expressão geral para o cálculo do deslocamento médio ($\delta_{\text{méd}}$) de uma região sujeita a uma força uniformemente distribuída em um corpo elástico semi-infinito.

$$\delta_{\text{méd}} = \frac{mF(1 - \nu^2)}{E\sqrt{A}} \quad (45)$$

Na equação anterior, o fator “ m ” é introduzido para levar em conta a geometria da distribuição de tensões, ou seja, se a região carregada é circular, quadrada ou retangular, “ A ” é a área da região carregada e F é a resultante de pressão aplicada (unidade de força). A Tabela 9 apresenta esses coeficientes “ m ” em função da razão entre lados da região carregada.

Tabela 9 - Fator de área “ m ”.

a/b	m
Círculo	0,96
Quadrado	0,95
1,5	0,94
2	0,92
3	0,88
5	0,82
10	0,71
100	0,37

De posse das expressões de deslocamento, e da força aplicada nos parafusos (conforme apresentado em 4.2.2), tanto a distribuição de tensões, como a rigidez de contato da parede dos furos pode ser encontrada pelas Equações (40.2), (41.2), (42) e (43). A rigidez é obtida dividindo a força resultante no parafuso pelo deslocamento, Equação (46):

$$k_h = \frac{F}{\delta} \quad (46)$$

Para utilizar a Equação (44) no cálculo da rigidez de contato da parede do furo, considerou-se que o deslocamento dado pela mesma seja equivalente à aproximação do centro do parafuso à borda de contato, e que o deslocamento na seção central do mesmo corresponda ao deslocamento total do parafuso (considerado perfeitamente rígido). Considerou-se ainda que o furo da chapa tenha diâmetro positivo. A Equação (47) foi deduzida para a rigidez de contato da parede do furo e considera $\nu = 0,3$ e o módulo de elasticidade tangente do aço E_t . O furo da chapa é considerado como furo padrão (2 mm adicionais em relação ao parafuso).

$$k_h = \frac{E_t t}{0,39 + \ln \left(\frac{16r_b^2 + 32r_b}{b^2} \right)^{0,58}} \quad (47)$$

Para outras condições de furação, basta substituir a correspondente relação entre o furo e o diâmetro do parafuso na Equação (44) e introduzi-la na Equação (46). A variável “b” é determinada conforme a Equação (40.2).

A partir da Equação (47), comparou-se a resposta de rigidez com as equações empíricas mais interessantes, propostas por Bryan (1993) e por Dubina e Ungureanu (2010). A resposta da Equação 47 é colocada diretamente no mesmo gráfico, em função da espessura de chapa, para permitir visualizar sua resposta frente às curvas empíricas, Figura 34.

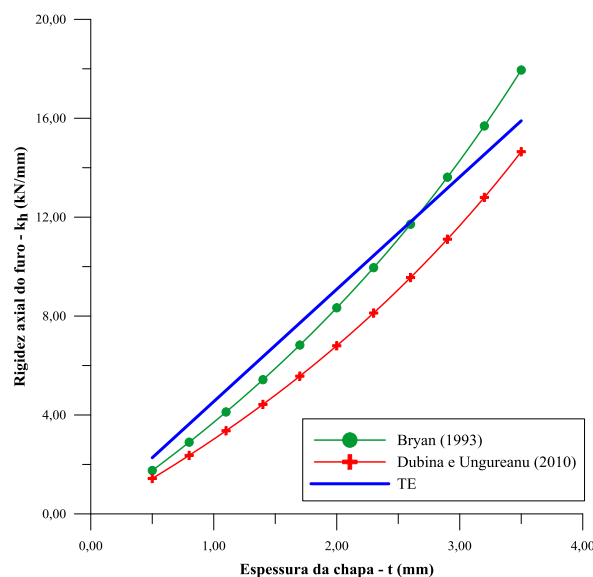


Figura 34 - Comparação entre a expressão proposta e as expressões empíricas.

A reta mostrada como TE é a correspondente à Equação (47) para uma força cortante de 30 kN no parafuso (diâmetro de 16 mm e módulo tangente¹⁴ $E_t = 950 \text{ kN/cm}^2$).

Para utilização da Equação (47), o valor de “b”, em virtude da utilização do módulo tangente, deve ser limitado a d_b , ou seja, ao diâmetro do parafuso.

Sobre a Equação (47), é importante discutir as hipóteses assumidas na sua dedução, bem como suas limitações.

Primeiramente, ao se considerar o parafuso como sendo infinitamente rígido o que se impõe é que a sua deformação não afeta o deslocamento da chapa, o que em termos práticos é coerente com o deslocamento que se procura que é apenas o relativo entre as chapas.

Em segundo lugar, a hipótese de que na Equação 44, o diâmetro do furo pode ser inserido com sinal positivo equivale a dizer que o deslocamento do centro de um cilindro com diâmetro positivo (convexo) é equivalente ao de diâmetro negativo (côncavo), a menos do sentido do deslocamento. Portanto, admite-se que o deslocamento depende apenas das deformações localizadas próximas à superfície de contato e que a distribuição de tensões no restante da chapa não altera esse deslocamento.

Por fim, a utilização do módulo elástico tangente é feita, pois, na região do contato, o que ocorre é uma plastificação localizada do material. Os níveis de tensão elevados fazem com que os deslocamentos ocorram em regime elastoplástico, justificando a escolha do módulo tangente como uma forma de levar em conta essa redução da rigidez.

Na Equação (47), ao se introduzir o valor da largura de contato (b), deve-se limitar essa largura ao limite físico correspondente ao diâmetro do furo.

Ao se utilizar o módulo tangente, há uma tendência a aumentar a deformação localizada e conseqüentemente a largura de contato. Larguras superiores ao diâmetro do parafuso podem ser encontradas a depender da razão entre o diâmetro do furo e do parafuso, a espessura da chapa e a intensidade da força, porém sem sentido físico.

Quando isso ocorre, o que acontece fisicamente é que na região central do contato, o material plastifica, tendendo a permitir um deslocamento relativo do parafuso, que em determinado ponto estará em contato pleno de seu semicírculo.

É bastante interessante também analisar a influência dos parâmetros na Equação (47), ou seja, como ela varia ao se variarem os parâmetros de entrada.

¹⁴ Representativo dos aços utilizados nas terças dos protótipos.

Os parâmetros são os mesmos já definidos: módulo tangente (E_t), a espessura da chapa (t), o diâmetro do parafuso (d_b - e sua relação diretamente proporcional com o diâmetro do furo - d_h) e a largura de contato (b).

Ao se aumentar o módulo tangente e a espessura da chapa, a rigidez do furo aumenta, o que é bastante intuitivo, pois, se está justamente aumentando a parcela direta de rigidez de material e geométrica. Isso pode ser melhor visualizado entendendo-se a rigidez de contato da parede do furo dada na Equação (47) como a rigidez à compressão direta da chapa, dada pelo produto entre o módulo tangente e a espessura de chapa, corrigida por um coeficiente “ β ”, que leva em conta os parâmetros da ligação e do carregamento, Equações (48) e (49):

$$k_h = \beta E_t t \quad (48)$$

Onde:

$$\beta = \frac{1}{0,39 + \ln\left(\frac{4d_b^2 + 16d_b}{b^2}\right)^{0,58}} \quad (49)$$

Ao se analisar a expressão de β , percebe-se que ao se aumentar o diâmetro do parafuso, por se tratar de uma função crescente, seu valor diminuiu, enquanto que ao se aumentar a largura de contato, seu valor aumenta.

Por sua vez, ao se analisar a função de b , percebe-se que varia positivamente com o diâmetro do parafuso e a força aplicada. Então, ao se aumentar a força aplicada, aumenta-se a rigidez k_h .

Juntando, portanto as duas análises, a Tabela 15 pode ser feita, resumindo a influência dos parâmetros no valor da rigidez contato da parede do furo:

Tabela 10 - Influência dos parâmetros na rigidez axial do furo.

Parâmetro	Sentido	Rigidez - K_h
Força - F	↑	↓
Espessura de chapa - t	↑	↑
Módulo tangente - E_t	↑	↑
Diâmetro do parafuso - d_b	↑	↓

Embora na Tabela 10 a contribuição da rigidez seja negativa, o que está ocorrendo de fato é um aumento da rigidez com a força. O que se espera é que com o aumento da força, ocorra um aumento da área de contato, que é limitado ao diâmetro do parafuso. Portanto,

embora seja esperado que a rigidez caia com a força, devido a essa limitação, sua influência é limitada e acaba influenciando positivamente.

No caso do diâmetro do parafuso, seu aumento implica, a depender do nível da força aplicada, em uma maior área de contato, que faz com que haja um aumento dos deslocamentos (Timoshenko, 1951). Mais uma vez a Equação (47) não mostra essa correspondência de comportamento, porém ao se substituir a Equação (40.2) na mesma, percebe-se que a Equação (47) fica apenas em função do diâmetro do parafuso, que passa a representar a área de contato, contribuindo então conforme o esperado.

A Equação (47) pode ser utilizada sem reserva de domínio, pois foi baseada em soluções advindas da Teoria da Elasticidade, não se fazendo hipóteses restritivas com relação a dimensões absolutas ou magnitude de esforços.

Porém, devido aos pontos comentados anteriormente, que rompem com as hipóteses iniciais, a validade universal dessa expressão fica vinculada a uma maior investigação teórica e sua validação com resultados experimentais.

4.4 Análise dos esforços resistentes

A resistência de terças com continuidade nos apoios conforme apresentado anteriormente, é dada pela interação M-V segundo as normas técnicas atuais. A seção transversal da terça requer uma verificação sob os apoios (seção dupla), na seção do fim da ligação (seção isolada) e no meio do vão. Nos protótipos ensaiados, à exceção dos contínuos obviamente, a falha se deu no fim da ligação e, portanto, a verificação dos protótipos a meio vão (região interna da ligação) não é determinante.

O momento fletor resistente característico ($M_{R,teo}$) foi obtido pelo MRD, e a força cortante resistente característica ($V_{R,teo}$), pela norma NBR 14762 (ABNT, 2010). Valor característico aqui corresponde ao resultado das expressões normativas sem, no entanto, aplicar os coeficientes de ponderação da resistência. A Tabela 11 resume as análises dos esforços resistentes para cada protótipo, em função das dimensões da seção transversal, medidas em laboratório antes dos ensaios. Todos os protótipos foram considerados totalmente restringidos lateralmente e, portanto, o momento fletor resistente associado ao modo global (FLT) é equivalente ao momento fletor de escoamento (M_y). As análises de estabilidade elástica foram realizadas via software CUFSM v.3.12 (Schafer; Adany, 2006).

Tabela 11 - Análise dos esforços resistentes teóricos e comparação com o experimental

Protótipo	M_y (kN.mm)	M_{Re}/M_y	M_{Rl}/M_y	M_{Rdist}/M_y	$M_{R,teo}$ (kN.mm)	M_{exp} (kN.mm)	$V_{R,teo}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$V_{exp}/V_{R,teo}$
Z1-C	2703	1,0	0,52	0,47	1725,8	1546	17,2	5,2	0,90	0,30
Z1-L5	2703	1,0	0,52	0,44	1796,2	1099	17,2	4,4	0,61	0,26
Z1-L5P	2684	1,0	0,53	0,46	1785,9	1217	17,3	4,9	0,68	0,28
Z1-T5	2701	1,0	0,52	0,46	1848,9	1380	17,3	5,6	0,75	0,32
Z1-T11	2706	1,0	0,52	0,47	1701,0	1367	17,2	7,2	0,80	0,42
Z2-C	3371	1,0	1,55	0,95	2816,0	2920	65,7	9,7	1,04	0,15
Z2-L5	3315	1,0	1,57	1,09	3151,0	2285	65,3	9,2	0,73	0,14
Z2-T5	3302	1,0	1,58	1,09	2743,3	2976	65,4	12,0	1,08	0,18
Z2-T11	3298	1,0	1,57	1,07	2751,6	2352	65,2	12,4	0,85	0,19

Observa-se da Tabela 11 que para todos os protótipos, devido à geometria da seção transversal, o modo de falha crítico é o distorcional. Para os perfis de chapa 1,75 mm (Z1), o momento fletor elástico de flambagem distorcional (M_{Rdist}) é um pouco menor que o momento fletor de flambagem local (M_{Rl}) em aproximadamente 12%, na média. No caso dos perfis de chapa 2,70 mm (Z2), como era de se esperar, essa diferença é mais significativa (aproximadamente 33%). Ainda no caso dos perfis de chapa 2,70 mm, no geral, ambos os momentos fletores elásticos críticos são superiores ao momento fletor de escoamento.

O diagrama de interação momento fletor – força cortante é apresentado na Figura 28. Conforme apontado anteriormente, essa curva de previsão conduz a resultados contra a segurança. Os motivos para que isso ocorra são diversos, mas se relacionam principalmente (i) ao mecanismo D-L, que não é levado em conta no projeto dessas ligações e (ii) à consideração de uma distribuição de tensões na análise elástica diferente da que ocorre para os protótipos com ligação.

Ao não se levar em conta o fator (ii), considera-se a tradicional distribuição reta de tensões, advinda de flexão totalmente restringida. O próprio MRD não foi calibrado para flexão diferente da restringida e a não consideração da correta distribuição de tensões na análise elástica vai refletir em um modo de falha incorreto, diferente do observado nos ensaios, levando a uma previsão incorreta do momento fletor resistente. Esse assunto será tratado com mais profundidade nos itens que se seguem.

4.4.1 Investigação numérica da distribuição de tensões

A prática tradicional de projeto sugere que se a seção transversal for totalmente travada lateralmente, a distribuição de tensões longitudinais assume uma forma linear reta, com as tensões dependentes apenas da distância do ponto em análise à linha neutra em uma

única direção. No caso de perfis com dupla simetria ou monossimétricos, para força aplicada no plano de simetria isso ocorre mesmo sem os travamentos laterais. No caso de perfis pontossimétricos, ou assimétricos, para os sistemas usuais de travamento, com escoras atuando nas almas e telhas comuns, ligadas às mesas com parafusos autobrocantes, considera-se também que estejam devidamente contraventados lateralmente, sendo a distribuição de tensões longitudinais forçada a uma distribuição reta.

Para investigar a real influência dos travamentos laterais na distribuição de tensões, uma seção do tipo Z enrijecido com as mesmas dimensões nominais dos protótipos foi modelada com elementos finitos de casca no software ANSYS v.13 (ANSYS, 2010).

A análise consistiu na colocação sucessiva de travamentos laterais, simétricos a partir dos apoios e analisar a sua influência na distribuição de tensões longitudinais. O modelo totalmente livre, com travamentos apenas sobre os apoios, teoricamente fornece a distribuição de tensões para flexão oblíqua e no limite, ao se contraventar todos os nós lateralmente, se obterá a distribuição simétrica de tensões (flexão restringida).

A geometria do modelo é bastante simples, tratando-se de uma viga biapoiada, com vão livre entre apoios de 6 m. Apenas a seção Z1 foi modelada, pois como no caso da análise considerando o material elástico linear em teoria de primeira ordem, a menos do valor numérico, os resultados seriam os mesmos para o Z2. Uma visão geral do modelo pode ser conferida na Figura 35.

Foi admitido material elástico linear e isotrópico (modelo do próprio ANSYS). Os parâmetros de entrada foram o módulo de elasticidade, $E = 200.000$ MPa, e o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,30$.

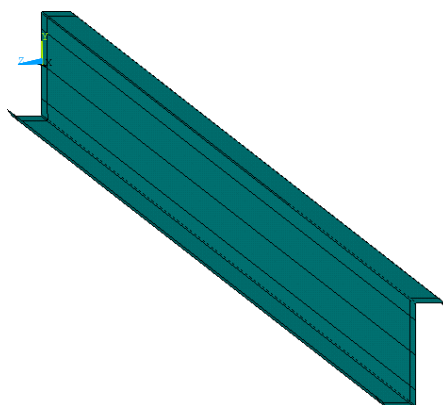


Figura 35 - Visão geral da geometria do modelo.

A partir da definição da geometria, do tipo de análise e do modelo de material, o tipo de elemento escolhido foi um elemento de casca SHELL181. Conforme informações do *help*

do próprio *software*, o elemento SHELL181 pode ser utilizado para cascas finas a moderadamente espessas. Trata-se de um elemento com quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações, nos eixos x, y e z). O elemento SHELL181 é adequado para análises lineares, sob grandes rotações e/ou deformações não lineares.

No domínio do elemento, tanto esquemas de integração total ou reduzida são aceitos e leva em conta os efeitos da rigidez das forças uniformemente distribuídas. A formulação do elemento é baseada em medidas de deformações logarítmicas e tensões reais (tensão que leva em conta a redução ou aumento de área da seção normal). A mudança de curvatura em um incremento de tempo é considerada pequena (ANSYS, 2010). A Figura 36a mostra a representação gráfica do elemento finito, bem como suas convenções de eixos e dados de saída.

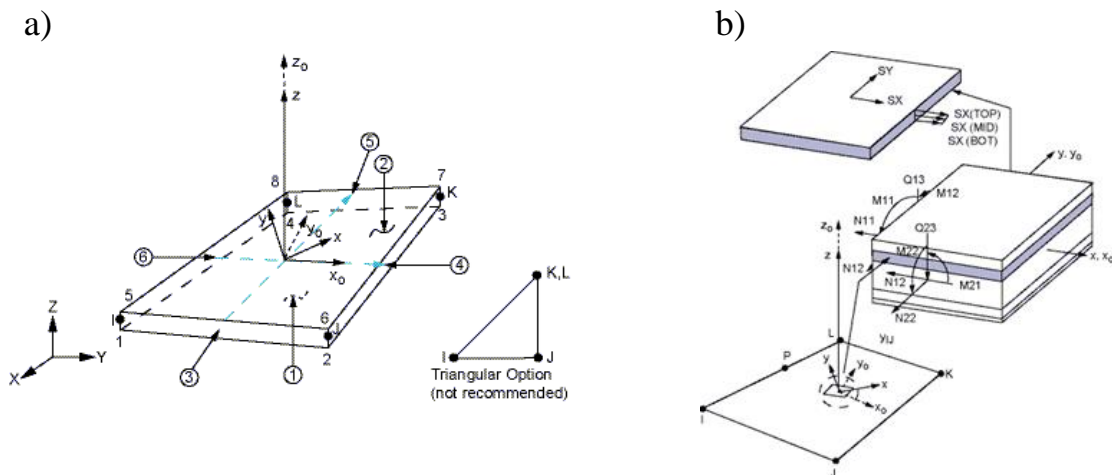


Figura 36 - (a) Representação do elemento SHELL181. (b) Dados de saída (resultados) do elemento SHELL181 (Fonte: ANSYS, 2010).

Para o elemento com material isotrópico, a matriz padrão de rigidez de cisalhamento transversal é dada pela matriz abaixo:

$$E = \begin{bmatrix} kGh & 0 \\ 0 & kGh \end{bmatrix}$$

Na matriz anterior, $k = 5/6$, G é o módulo de cisalhamento e h é a espessura da casca.

Os dados de saída do elemento SHELL181 são basicamente os deslocamentos nodais, mas as tensões, bem como forças e momentos nodais também podem ser retirados da análise, conforme ilustra a Figura 36b.

Devido à simplicidade e regularidade das dimensões do modelo, a discretização foi feita em malha retangular, com dimensão longitudinal de 10 mm, em toda a sua extensão. A

Figura 37a mostra a discretização, juntamente com as condições de contorno em força e deslocamentos aplicadas para todos os modelos e para o modelo com flexão livre, respectivamente.

As condições de contorno em deslocamento variaram a depender do tipo de resultado esperado.

Para garantir que não houvessem concentrações de tensão localizadas, a restrição ao deslocamento vertical nos apoios foi feita ao longo de toda a seção transversal, Figura 37b. Com relação aos apoios ainda, além da restrição ao deslocamento vertical, conforme os protótipos, restringiu-se o deslocamento transversal (lateral) ao longo de toda seção, Figura 37b.

Para garantir a determinação estática do modelo, há necessidade de restringir deslocamentos longitudinais. Pela simetria do problema e para simular o comportamento dos protótipos ensaiados, com apoios tipo móvel-móvel, e restrição conferida pelo contato do atuador, apenas os nós da seção a meio vão foram restringidos para essa translação, Figura 37c.

As condições de contorno dos apoios e a meio vão descritas anteriormente foram mantidas em todas as simulações. O caso onde apenas essas condições de contorno foram mantidas se caracterizou como o caso de flexão livre pura.

No modelo em que se simulou o caso de flexão restringida pura, além das condições de contorno anteriores, todos os nós da linha do centro de gravidade foram restringidos lateralmente, Figura 37d.

Para as simulações que levavam em conta casos intermediários, as seções consideradas travadas lateralmente possuíam seus nós com restrição ao deslocamento lateral. Essas seções investigadas foram sempre em número ímpar, pois a seção a meio vão sempre foi contraventada lateralmente. Além da seção dos apoios, foram testados contraventamentos adicionais apenas na seção central, em três (seção central mais os quartos) e cinco pontos (seção central e os sextos). A Figura 37e mostra o caso para apenas um travamento como ilustração das condições de contorno dos travamentos laterais.

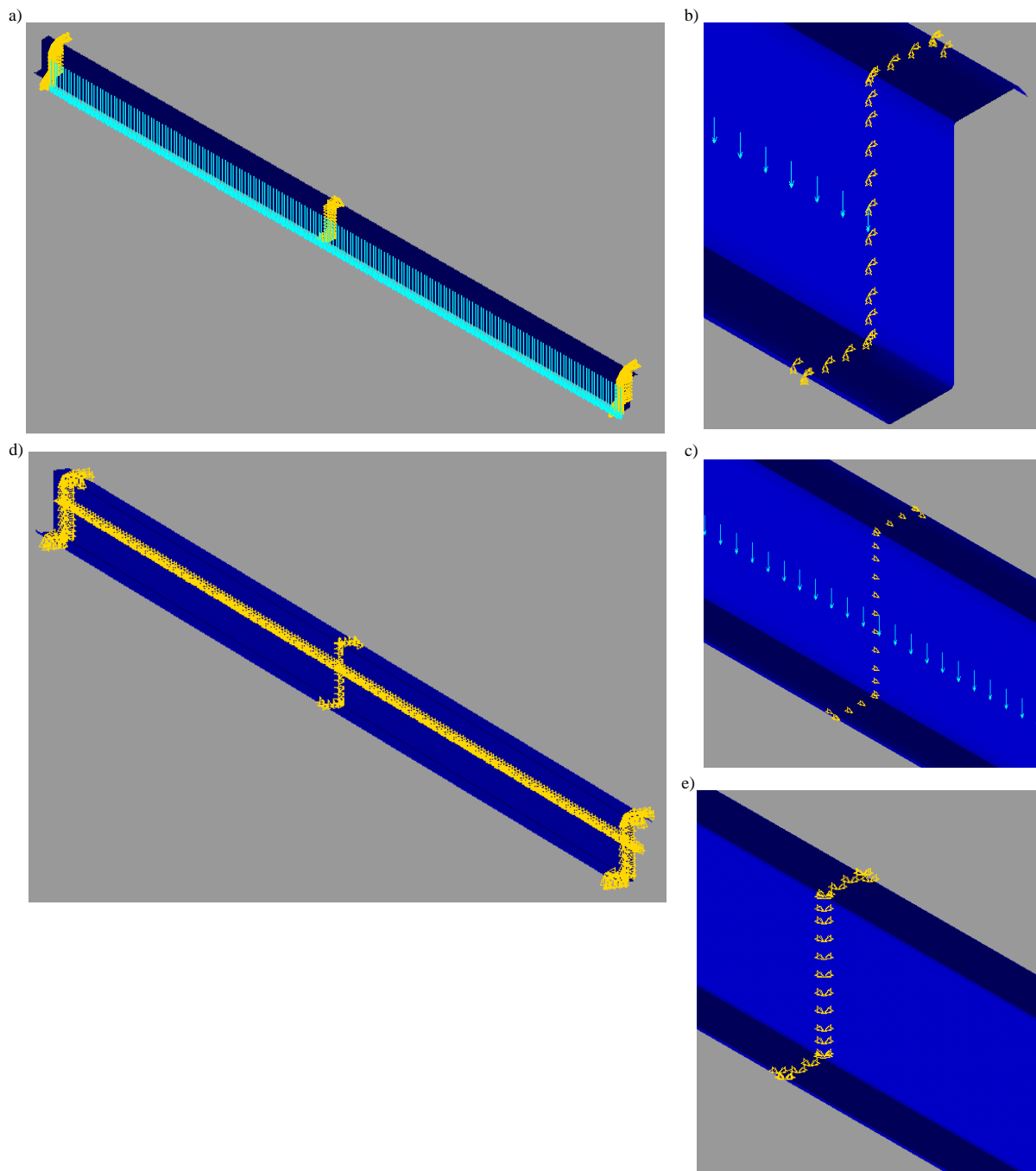


Figura 37 - Detalhe das condições de contorno aplicadas aos modelos. (a) Carregamento e visão geral. (b) Condições nos apoios. (c) Restrição ao deslocamento longitudinal na seção de meio vão. (d) Modelo de flexão restringida. (e) Travamento lateral na seção de meio vão.

A outra condição de contorno em força foi uma força uniformemente distribuída, de valor unitário ao longo da linha do centro de gravidade para evitar o surgimento de torção no perfil. O carregamento aplicado, bem como uma visão geral do modelo com as condições de contorno para o caso de flexão livre podem ser conferidos na Figura 37a.

A Figura 38 mostra a comparação entre os resultados numéricos e os analíticos para a distribuição de tensões na seção transversal aberta para os casos de flexão livre e o caso com três travamentos.

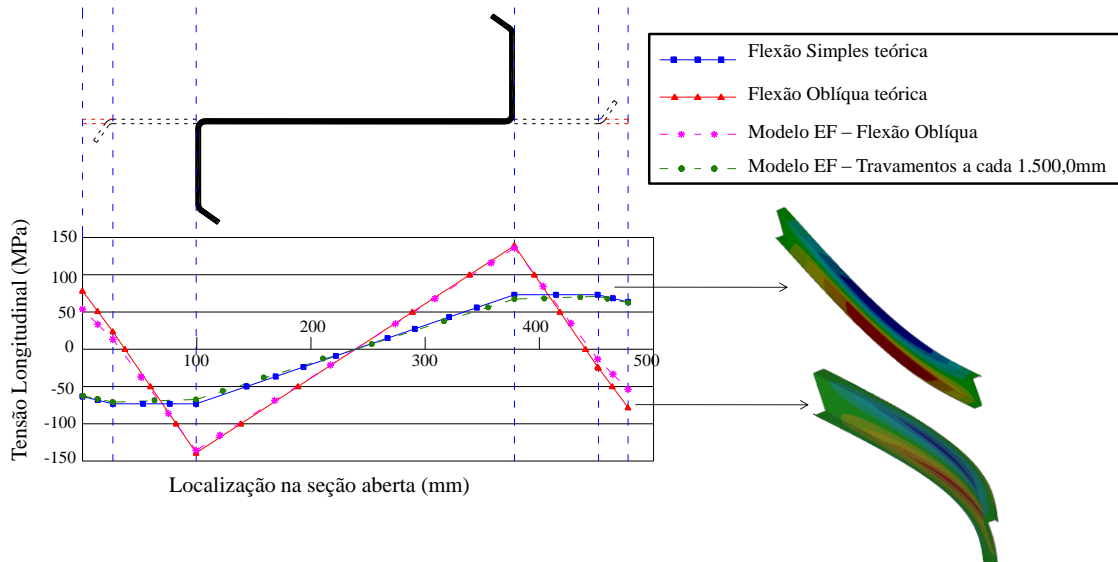


Figura 38 - Análise de flexão simples e oblíqua. (Fonte: FÁVERO NETO et al., 2013)

Analisando os resultados obtidos para os modelos sem travamentos entre apoios (flexão livre), um travamento entre apoios, três, cinco e totalmente restringida (flexão restringida), o que se percebeu foi que o modelo numérico em elementos finitos mostrou com clareza o fato de que a terça sem travamentos passa por uma distribuição de flexão oblíqua, conforme esperado. No caso do modelo totalmente restringido, as tensões passam a ser uniformes nas mesas, também em concordância com o modelo analítico.

Para um travamento, na seção de meio vão, as tensões passam a um estágio intermediário entre as de flexão livre e restringida. Com três travamentos intermediários, a distribuição de tensões já não se diferencia do caso totalmente restringido. Para cinco travamentos, mantêm-se os resultados para três travamentos.

Conforme se observa, os resultados obtidos são coerentes com as distribuições analíticas da resistência dos materiais.

Portanto, da análise anterior, conclui-se que com dois travamentos laterais entre apoios, a distribuição de tensões é praticamente reta para os perfis contínuos modelados.

Os *scripts* em linguagem APDL dos modelos em elementos finitos se encontram no Apêndice B.

4.4.2 Análise experimental da distribuição de tensões

Em todos os protótipos, além da seção dos apoios e da seção a meio vão, pelo menos mais dois travamentos foram colocados (totalizando cinco travamentos). Da análise do item 4.4.1 é evidente esperar que a distribuição de tensões longitudinais seja de flexão restringida. Essa afirmação é verdadeira para o caso das terças sem emendas como será mostrado a seguir, no entanto, no caso dos protótipos com ligação, os resultados dos extensômetros mostra algo diferente.

Uma maneira bastante efetiva de mostrar o comportamento da distribuição de tensões na seção, ao longo do processo de aplicação da força, é plotando a razão entre as tensões nos pontos correspondentes aos extensômetros das mesas.

Na flexão restringida, a distribuição de tensões nas mesas é uniforme, ou seja, a razão entre a tensão longitudinal em dois pontos quaisquer na mesa é constante e igual à unidade. Para a flexão oblíqua, essa razão depende da posição dos pontos. A Figura 39 ilustra essa situação.

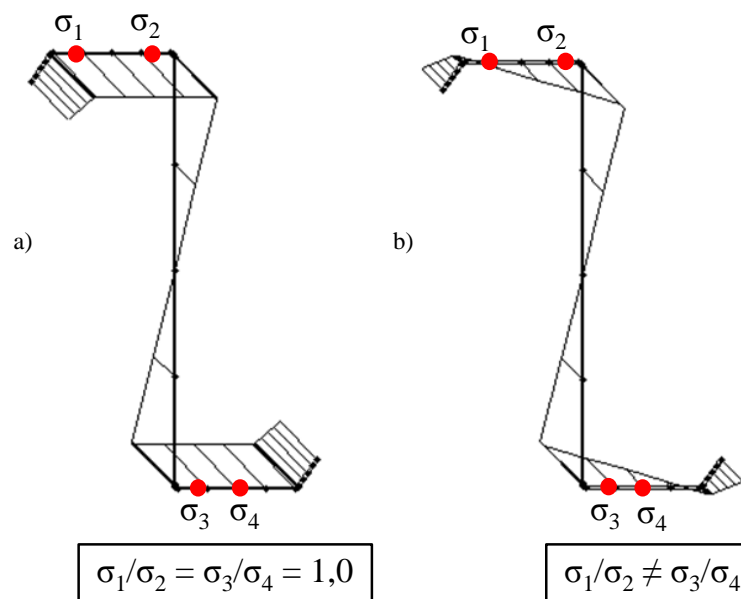


Figura 39 - Distribuição de tensões na seção transversal. a) flexão restringida. b) flexão oblíqua.

Nos protótipos, os extensômetros das mesas foram colados próximos ao enrijecedor e próximos à alma do perfil, ambos a 10 mm da linha de eixo destes elementos da seção. À tensão medida em cada um deles foi dado o nome de $\sigma_{\text{enr-mesa}}$ e de $\sigma_{\text{mesa-alma}}$ respectivamente. Ao se plotar as diversas razões $\sigma_{\text{enr-mesa}}/\sigma_{\text{mesa-alma}}$ ao longo da aplicação da

força, juntamente com as retas que descrevem as razões teóricas para flexão restringida e livre, obtém-se os gráficos apresentados nas Figuras 40 e 41.

Nas Figuras 40 e 41, a linha tracejada representa a razão entre as tensões para flexão restringida (razão igual à unidade) e a linha horizontal cheia, a mesma razão para flexão oblíqua (razão igual a 0,03). Os gráficos foram divididos por seção em análise (meio ou fim da ligação). A Figura 40 traz os resultados para os perfis “Z1” e “Z2” para a seção do meio do vão, a Figura 41 traz as mesmas informações para a seção do fim da ligação (perfil isolado).

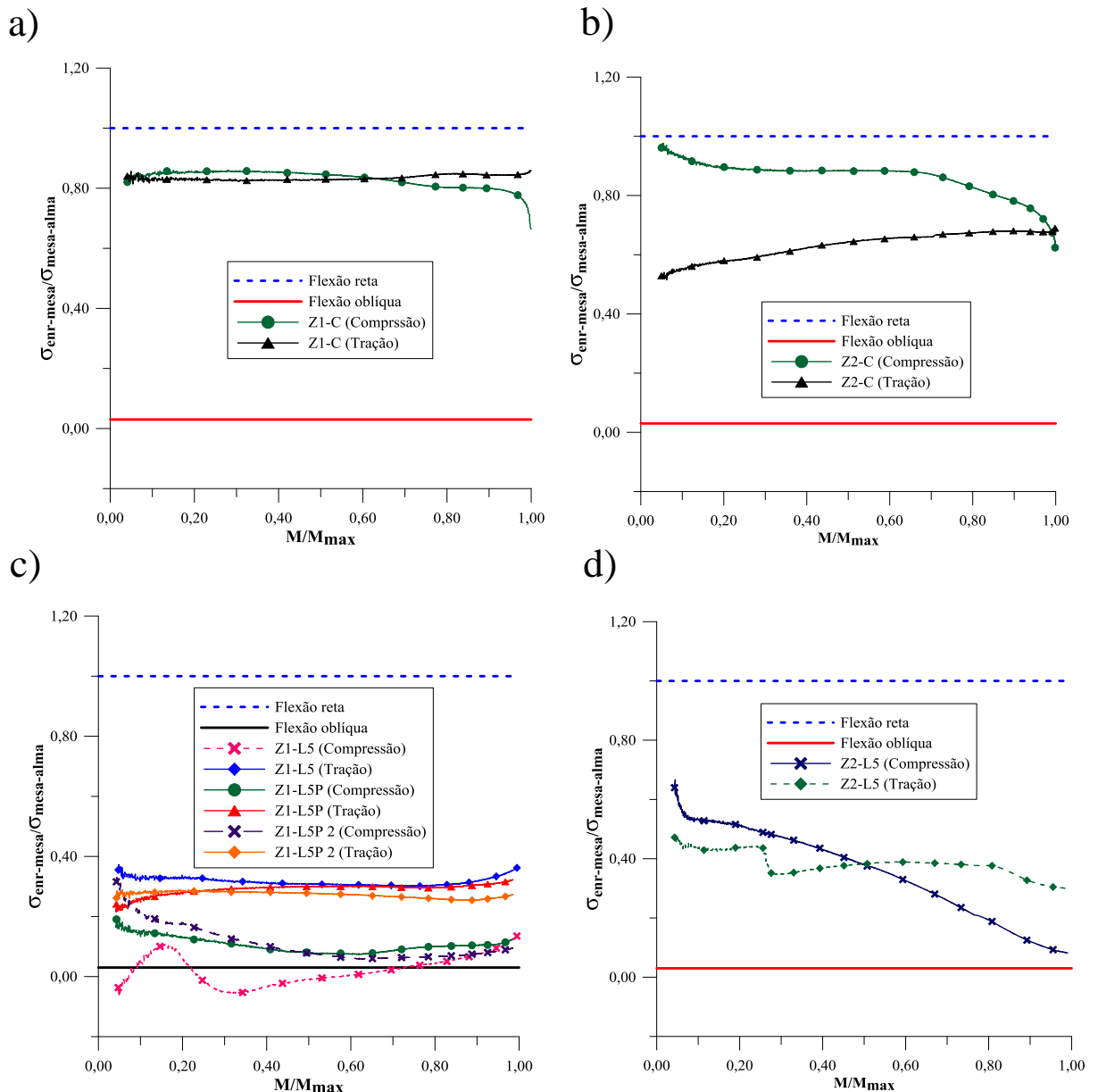


Figura 40 - Razão entre tensões elásticas no extensômetro próximo ao enrijecedor e à alma a meio vão. (a) Z1-C, (b) Z2-C, (c) Z1-L5(P), (d) Z2-L5. (Continua)

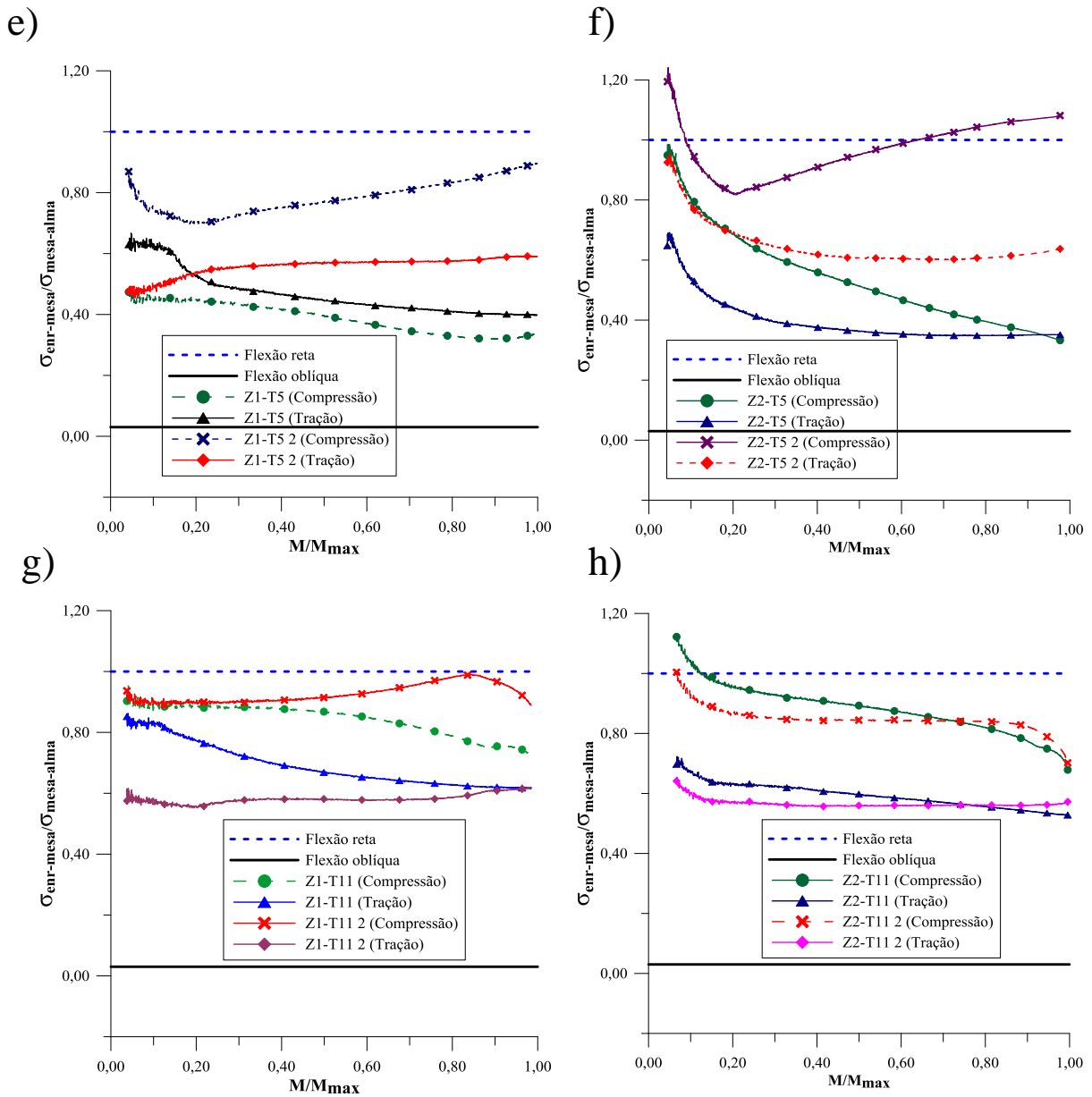


Figura 40 (continuação) - Razão entre tensões elásticas no extensômetro próximo ao enrijecedor e à alma a meio vão. (e) Z1-T5, (f) Z2-T5, (g) Z1-T11 e (h) Z2-T11.

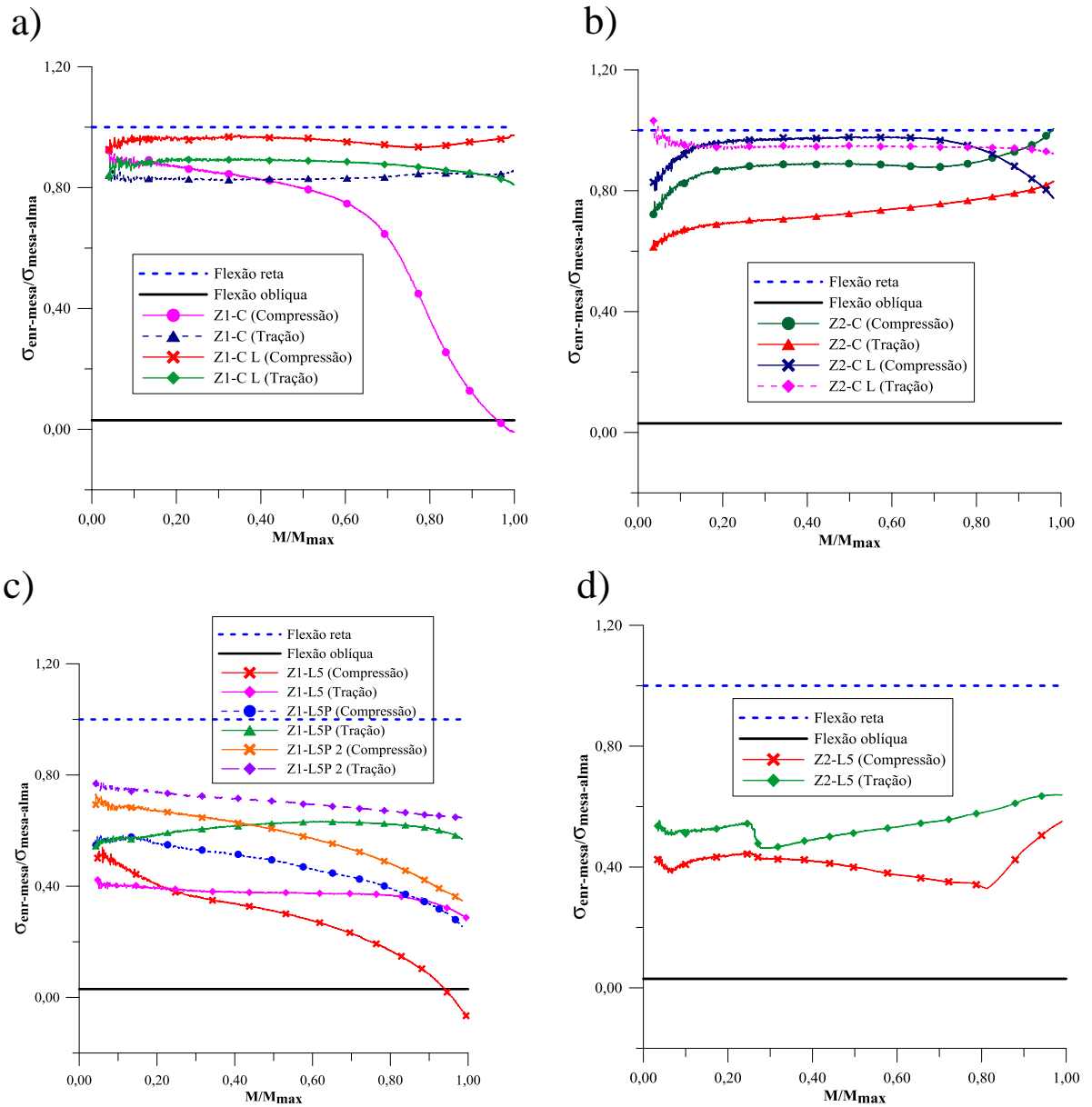


Figura 41 - Razão entre tensões elásticas no extensômetro próximo ao enrijecedor e à alma no fim da ligação. (a) Z1-C, (b) Z2-C, (c) Z1-L5(P), (d) Z2-L5. (Continua)

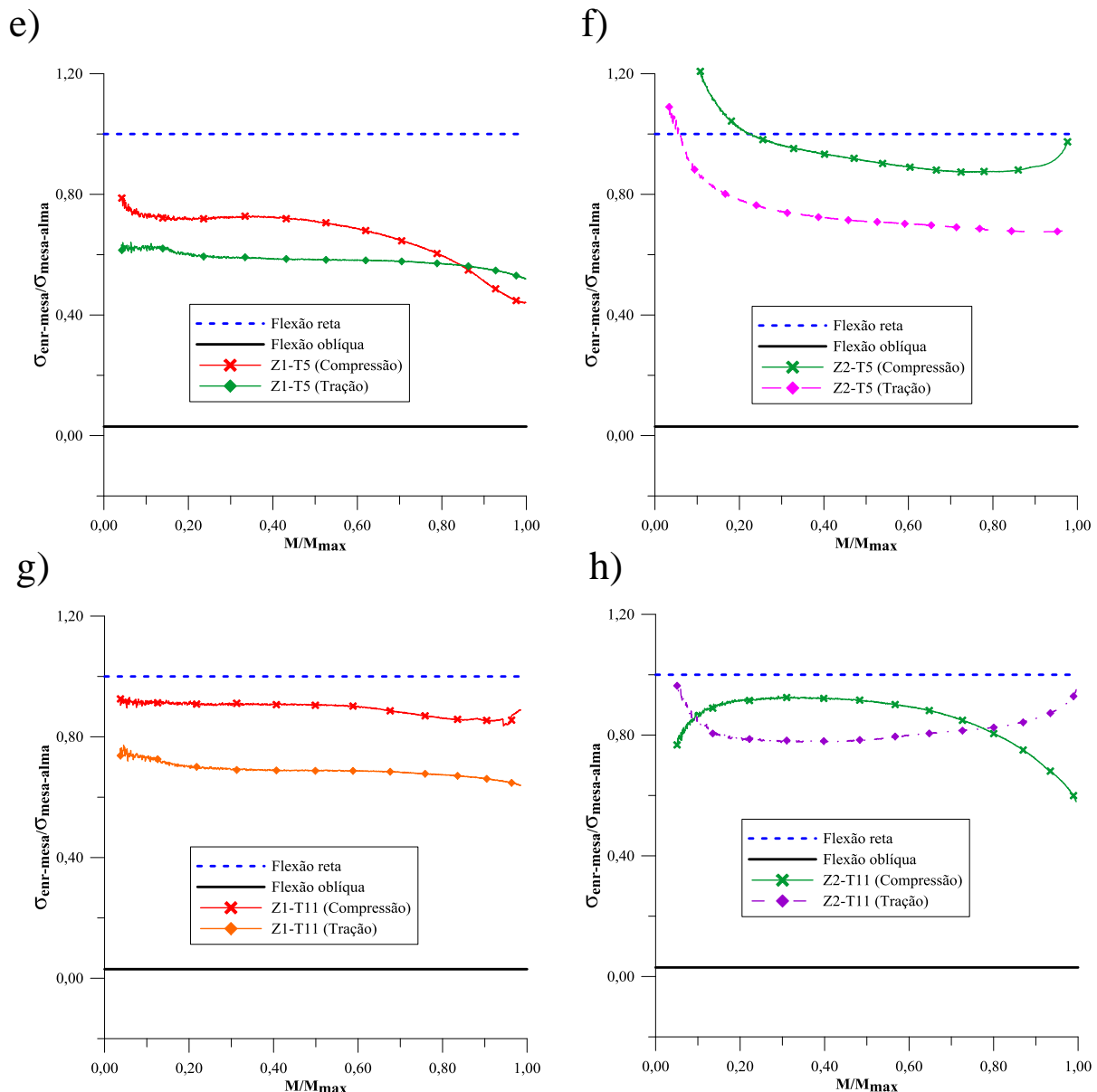


Figura 41 (continuação) - Razão entre tensões elásticas no extensômetro próximo ao enrijecedor e à alma no fim da ligação. (e) Z1-T5, (f) Z2-T5, (g) Z1-T11 e (h) Z2-T11.

Inicialmente são analisadas as Figuras 40a e 40b, correspondentes às leituras dos extensômetros colados na seção a meio vão, dos protótipos com continuidade física, Z1-C e Z2-C respectivamente.

Na Figura 40a, pode-se observar que a razão entre as tensões medidas próximo à alma e ao enrijecedor, tanto na mesa comprimida como na tracionada permanece praticamente constante ao longo de toda a aplicação da força. Essa razão fornece um valor de 0,85, se aproximando muito bem do caso teórico de flexão restringida.

Na Figura 40b, ocorre uma diferença de comportamento significativa. A razão entre tensões para a mesa comprimida se aproxima bastante bem do teórico para flexão restringida,

com valor de 0,87. Essa razão não permanece constante ao longo de todo o ensaio, sendo praticamente constante no regime elástico. A instrumentação colocada na mesa tracionada se comportou de maneira distinta, com valor médio da razão entre tensões da ordem de 0,62, caso intermediário de comportamento entre a flexão restringida e a flexão oblíqua.

As Figuras 40c e 40d ilustram os resultados das razões entre tensões para os protótipos Z1-L5, Z1-L5P e Z2-L5.

O protótipo Z1-L5 apresentado na Figura 40c se comporta de maneira bem diferente do seu par contínuo de referência Z1-C. As leituras na mesa comprimida mostram um bom ajuste à hipótese de flexão oblíqua, típica dos perfis pontossimétricos, com razão entre tensões de aproximadamente 0,03 (mesmo valor do caso teórico). Já a mesa tracionada apresentou razão intermediária, com valor de aproximadamente 0,33.

Na mesma Figura 40c, também são apresentadas as curvas da razão entre tensões do protótipo piloto Z1-L5P. Vale nota o fato de que nesse protótipo são mostradas quatro curvas em virtude da instrumentação nas duas terças do conjunto ensaiado. A razão de tensões para as mesas tracionadas fornece valor médio de 0,27. No caso da mesa comprimida, há uma ligeira diferença do protótipo Z1-L5. A razão entre tensões tem uma pequena translação no eixo vertical para o valor de 0,15, mas ainda assim, mostrando comportamento próximo do modelo de flexão oblíqua.

Foram plotadas as curvas de razão de tensões para o protótipo Z2-L5 na Figura 40d. Mais uma vez, ao se analisar a mesa tracionada, o comportamento apresentado é intermediário, entre a flexão restringida e a oblíqua, com valor de 0,40. No caso da mesa comprimida, ocorreu algo muito estranho, com valores da razão entre tensões variando linearmente do início ao fim do ensaio entre 0,60 e 0,10, mostrando uma tendência de proximidade de comportamento de flexão oblíqua.

Dando prosseguimento às análises do comportamento à flexão dos protótipos, nas Figuras 40e e 40f, são apresentadas as curvas de razão entre tensões para os protótipos com transpasse curto, Z1-T5 e Z2-T5, respectivamente.

Os protótipos com transpasse possuíam dois grupos de extensômetros em cada mesa na região do transpasse, superior e inferior, apresentando, portanto, quatro curvas cada.

Nos protótipos com transpasse houve uma inversão dos papéis das razões entre tensões, nestes, as leituras das mesas comprimidas é que se aproximam mais do comportamento ideal de flexão restringida. Por exemplo, na Figura 40e, do Z1-T5, a razão para a mesa comprimida é de aproximadamente 0,80, enquanto que para as mesas tracionadas

ficou entre 0,47 e 0,58 (média de 0,52). Na outra mesa comprimida essa razão foi discrepante e ficou em torno de 0,40.

Na Figura 40f, do protótipo Z2-T5, houve uma translação no eixo vertical das curvas, tanto para as mesas comprimidas como tracionadas, se comparado ao protótipo de chapa menos espessa. No caso das mesas tracionadas, o valor médio da razão entre tensões variou entre 0,37 e 0,65 e para a mesa comprimida o valor obtido foi de 0,96. A outra instrumentação da mesa comprimida também forneceu valor muito discrepante, variando linearmente entre 0,80 e 0,30 (média de 0,55).

Por fim, as Figuras 40g e 40h mostram as curvas de razão entre tensões *versus* razão entre momentos fletores aplicado e resistente, para os protótipos com transpasse longo, Z1-T11 e Z2-T11, respectivamente.

O protótipo Z1-T11 apresenta um comportamento mais bem comportado em relação ao Z1-T5, e mais próximo do comportamento ideal de flexão restringida. Para as mesas comprimidas, a razão média entre tensões resultou o valor de 0,90 e das mesas tracionadas com variação entre 0,58 e 0,70 (média de 0,64). Esse comportamento é similar ao do protótipo Z2-C.

Para o protótipo mais pesado, Z2-T11, o comportamento é bem próximo ao do perfil com continuidade física (Z2-C), com valores de 0,90 para as mesas comprimidas e de 0,60 para as tracionadas.

Os gráficos apresentados na Figura 41 são representações da mesma razão entre tensões medidas pelos extensômetros próximos ao enrijecedor e à alma, *versus* a razão entre momentos fletores aplicado durante o ensaio e o resistente (momento fletor máximo aplicado).

As Figuras 41a e 41b são respectivamente dos protótipos com continuidade física Z1-C e Z2-C. Plotaram-se as curvas correspondentes às seções do fim do transpasse curto (ou luva) e do fim do transpasse longo (identificado pela letra “L”). Na Figura 41a, nota-se que houve uma aproximação do comportamento de flexão restringida, notado pela subida das curvas no eixo vertical. Ao se afastar da seção central, esse comportamento fica mais visível, evidenciado pelas curvas. No caso da seção do transpasse curto, o valor da razão para ambas as mesas, é na média, 0,80 e para a seção correspondente ao transpasse longo, 0,94. A curva da mesa tracionada referente ao transpasse curto possui uma tendência linear decrescente muito acentuada após a razão entre momentos fletores da ordem de 0,70.

Na Figura 41b, as curvas do protótipo Z2-C mostram o mesmo comportamento, com aproximação do ideal de flexão restringida ao se afastar da seção central. Para a seção

correspondente ao transpasse curto, a mesa comprimida forneceu valores da razão entre tensões de 0,89 e para a mesa tracionada de 0,72. Já para a seção correspondente ao fim do transpasse longo, houve uma uniformidade dessa distribuição de tensões para ambas as mesas, com valor médio de 0,96.

No caso dos protótipos com ligações por luva, Z1-L5(P) e Z2-L5, respectivamente Figuras 41c e 41d também houve um deslocamento no sentido de aproximação do modelo de flexão restringida. No caso do protótipo Z1-L5, já não ocorreu uma variação entre a mesa comprimida e a tracionada como na seção a meio vão, ambas forneceram um valor médio de 0,40 para a razão entre tensões. A mesa comprimida apresentou um comportamento linear decrescente entre 0,50 e 0,30.

Na mesma Figura 41c, são apresentadas as curvas do protótipo Z1-L5P. Os resultados entre as mesas comprimidas e tracionadas se aproximaram, com razão média entre os valores das duas terças instrumentadas de 0,70 para as mesas tracionadas e de 0,45 para as comprimidas, ambas com tendência para um comportamento de flexão restringida.

Por fim, a última das ligações com luva, protótipo Z2-L5, é apresentado na Figura 41d. Para a mesa tracionada, a razão entre tensões ficou estável ao longo do carregamento, com valor de 0,55 e para a mesa comprimida, também com valor praticamente estável de 0,40. Observando novamente a curva da mesa tracionada nota-se um salto abrupto dos valores da razão entre tensões, próximo à razão entre momentos fletores de 0,25. Isso se deve possivelmente ao fato de ter ocorrido alguma acomodação do sistema ou escorregamento do extensômetro.

Nas Figuras 41e e 41f, é a vez dos protótipos com transpasse curto, Z1-T5 e Z2-T5. No caso do protótipo Z1-T5, houve uma aproximação das curvas para as mesas comprimida e tracionada, com valores de 0,70 e 0,60 respectivamente. Houve um deslocamento para baixo das curvas, na direção do modelo de flexão oblíqua.

No caso do protótipo Z2-T5 houve uma translação da curva da mesa tracionada, passando seu valor a 0,74. A mesa comprimida forneceu o valor de 0,94, praticamente igual à seção a meio vão.

Finalmente, nas Figuras 41g e 41h, são apresentadas curvas para os protótipos com ligações por transpasse longo, respectivamente Z1-T11 e Z2-T11.

Na Figura 41g a razão entre tensões na mesa tracionada forneceu um valor de 0,70 e na comprimida, 0,90. Esses valores refletem uma tendência mais uma vez para o modelo de flexão restringida. Para o protótipo Z2-T11, os valores obtidos são de 0,92 para a mesa comprimida e de 0,80 para a mesa tracionada.

Dentro de uma ótica mais qualitativa que quantitativa, das Figuras 40 e 41 é possível agrupar os protótipos por tipo de comportamento no que tange ao modo de flexão atuante e fazer uma tentativa de explicar o porquê de sua ocorrência, baseando-se nos parâmetros influentes no comportamento estrutural da ligação.

Com relação às respostas experimentais, os protótipos podem ser divididos grosseiramente em três grupos de comportamento: (1) flexão restringida, (2) flexão livre e (3) caso intermediário. No grupo (1) podem ser inseridos os protótipos Z1-C, Z2-C, Z2-T5, Z1-T11 e Z2-T11, no grupo (2) o protótipo Z1-L5 e o Z1-L5P e no grupo (3) os protótipos Z1-T5 e Z2-L5. A Tabela 12 a seguir resume essas informações de maneira mais abrangente. Vale lembrar que na realidade, todos os ensaios demonstraram se tratar de um comportamento intermediário, grupo (3), mas a divisão apresentada pode ser justificada.

Tabela 12 - Resumo do comportamento dos protótipos.

Grupo	Distribuição predominante de tensões	Protótipos
1	Distribuição simples (flexão restringida)	Z1-C, Z2-C, Z2-T5, Z1-T11 e Z2-T11
2	Distribuição oblíqua (flexão livre)	Z1-L5 e Z1-L5P
3	Caso intermediário	Z2-L5 e Z1-T5

Em todos os protótipos com ligação, ocorre uma diferença sensível entre a distribuição de tensões na mesa comprimida e na mesa tracionada. Essa variação pode ser atribuída ao fato de que nas seções analisadas, a presença de perfis sobrepostos altera o estado de tensões nos mesmos. O contato e a interação entre os perfis gera um fluxo de tensões complexo, alterando o fluxo natural e promovendo alteração na razão entre tensões.

Outro fator que corrobora para diferentes razões de tensão entre mesas é o fato de que na mesma seção instrumentada, na realidade, existe uma diferença nas larguras das mesas tracionada e comprimida para facilidade de montagem das terças. Essa diferença é sensível em casos onde a variação de tensões ao longo da mesa é acentuada. Além disso, há uma variação intrínseca da posição dos extensômetros, advinda de diferenças de posicionamento durante sua colagem.

O último fator que pode explicar essa diferença é o modo de falha dos perfis, que em todos os casos teve um forte componente distorcional. Ao se distorcer, o perfil muda sua

geometria, alterando principalmente a posição relativa das mesas, o que gera diferença nos níveis de tensão e sua distribuição.

Com relação à maior proximidade da distribuição de tensões de flexão oblíqua, ou de flexão reta, a premissa básica é a de que a análise deve ser feita separadamente para a seção mais solicitada (seção a meio vão) e para a seção do fim da ligação (seção menos solicitada). Isso porque os fatores que influem nesse comportamento e explicitados anteriormente dependem da seção em análise.

De maneira geral, quanto maior a interação entre os perfis, mais próximo da distribuição de tensões de flexão reta ele se encontra. Isso se deve ao fato de que o contato entre os perfis provoca um enrijecimento localizado, forçando a um caso de flexão em torno do eixo de inércia perpendicular à alma.

Sob esse prisma que se nota a importância da seção em análise e do tipo de ligação em questão.

Para exemplificar, os protótipos com ligação tem um grande grau de interação entre os perfis na região em questão, porém, na ligação por luva, a seção central possui apenas um perfil oferecendo resistência ao sistema, e nesse caso o enrijecimento pelo contato com os perfis adjacentes é reduzido, levando a uma condição mais favorável ao surgimento de tensões de flexão oblíqua.

Na seção do fim da ligação de maneira geral, a interação entre perfis é pouco reduzida e entram em cena os outros fatores.

Quanto mais espessa a chapa do perfil, mais compacto e mais propenso à distribuição de tensões de flexão reta, em uma espécie de “enrijecimento lateral natural”. O tipo de ligação e o seu comprimento passam a ser muito importantes, pois as ligações por transpasse bem como as ligações mais longas distribuem melhor os esforços longitudinais que as ligações por luva, levando a uma condição mais favorável à uniformização de tensões nas mesas. As ligações mais longas levam indiretamente ao fator mais importante que é o nível de solicitação (que depende justamente da seção em análise).

Ao se afastar da seção mais solicitada (meio vão), há uma tendência natural pelo fluxo de tensões à uniformização, mesmo no caso de flexão oblíqua. Portanto, ao se analisar ligações mais longas, está se deslocando a seção de análise e conseqüentemente levando a uma condição mais uniforme de tensões nas mesas.

O último fator influente a ser discutido é a localização de travamentos, ou enrijecimentos localizados. Sempre que houver um travamento ou enrijecimento que altere o fluxo de tensões no perfil individual, ocorrerá uma tendência de uniformização de tensões.

Diz-se no perfil individual, pois se supõe que no caso de enrijecimentos localizados em seções com perfis justapostos, a análise das tensões fica muito complexa para se tecer alguma consideração. Portanto:

- quanto maior o comprimento de ligação, mais próximo do caso de flexão restringida.

O contrário é verdadeiro, a menos que hajam travamentos localizados.

- O tipo de ligação se relaciona também à uniformização das tensões. Ligações por transpasse tendem a distribuir melhor as tensões que as ligações por luva. Além disso, na seção a meio vão, a interação entre perfis é menor no caso de luva, pela presença de um único perfil. O comportamento de ligações por transpasse é mais próximo do comportamento de flexão restringida.

- A espessura da chapa é influente, quanto mais espessa a chapa, mais compacta a seção e mais uniforme a distribuição de tensões. Essa influência se reduz para comprimentos de transpasse longos ($2L_t/h$ acima de 4,0).

- Por fim o enrijecimento localizado na seção simples faz com que as tensões se disciplinem a um caso uniforme, aproximando do caso de flexão restringida.

A Tabela 13 resume tudo que foi dito acerca dos fatores influentes no comportamento da distribuição de tensões nas mesas dos perfis ensaiados.

Tabela 13: Resumo dos fatores de influência na distribuição de tensões.

Fator	Influência na flexão restringida	Justificativa
Comprimento da ligação	Positiva	O comprimento da ligação proporciona uma uniformização das tensões. Afasta a seção simples da seção crítica (meio vão).
Espessura da chapa	Positiva	Torna a seção mais compacta, favorecendo a flexão restringida.
Enrijecimento localizado	Positiva	O enrijecimento localizado em seção simples ajuda na uniformização das tensões, forçando a flexão em torno do eixo perpendicular à alma.
Tipo da ligação	Transpasse - positiva Luva - negativa	A ligação por transpasse, assim como o comprimento da ligação favorece a uniformização das tensões. Além disso, na seção a meio vão, aumenta a interação entre perfis.

4.4.3 Influência da distribuição de tensões no momento fletor resistente

Ao se efetuar uma análise de estabilidade elástica, a distribuição de tensões é um dado principal de entrada. Admitir que as tensões de flexão sejam provenientes de uma flexão

restringida (flexão reta) ou livre (flexão oblíqua), pode alterar significativamente a resposta elástica da seção.

O resultado de saída da análise é apresentado em termos de curvas de mínimas tensões críticas em função de comprimentos de semionda (autovalores e autovetores), de onde se tira a tensão elástica crítica de flambagem da seção, em dois ou mais modos (combinados ou não), de três possíveis: modo global, local ou distorcional.

No caso de uma seção do tipo “Z” enrijecido, ao se considerar a seção totalmente livre, devido à sua simetria, a distribuição de tensões é oblíqua, variando linearmente nas mesas, enquanto que ao se considerar a seção restringida lateralmente, forçando a flexão em torno do eixo de inércia perpendicular à alma, a distribuição de tensões é uniforme nas mesas.

Os três modos de flambagem podem se manifestar, mas não são totalmente independentes. Para os modos “local” e “distorcional”, há uma superposição de contribuições de cada modo na tensão e na deformada, conforme pode ser observado nas Figuras 42 e 43. Essas figuras apresentam análises de estabilidade elástica realizadas com o CUFSM v3.12, onde existe uma opção para separar a contribuição de cada modo de flambagem na tensão crítica. Os perfis modelados correspondem às “Z1” e “Z2”, com suas dimensões nominais.

Sobre a Figura 42 é importante notar que as tensões críticas destacadas são elásticas teóricas, e correspondem à máxima tensão aplicável na fibra mais solicitada segundo a distribuição utilizada, para que o modo de falha em questão ocorra. Para os perfis do tipo “Z1”, a tensão crítica do modo “local” ($\sigma_{cr\ell}$) para a análise considerando a flexão restringida, Figura 42a, se aproxima muito bem daquela obtida considerando flexão livre, Figura 42b, com diferença inferior a 1,2%. O modo distorcional tem tensão um pouco inferior.

É importante constatar que ao se passar da análise de flexão restringida para a livre, o que muda é a participação do modo distorcional no “local”, passando no ponto de mínimo, de 61% para 57%, respectivamente. Na flexão livre não há mínimo distorcional, enquanto que para a flexão restringida esse modo ocorre, de maneira praticamente pura (contribuição do modo superior a 93%).

Portanto, o que ocorre no modo de falha local é de fato uma interação distorcional - local, podendo ser observada na classificação modal, Figura 42.

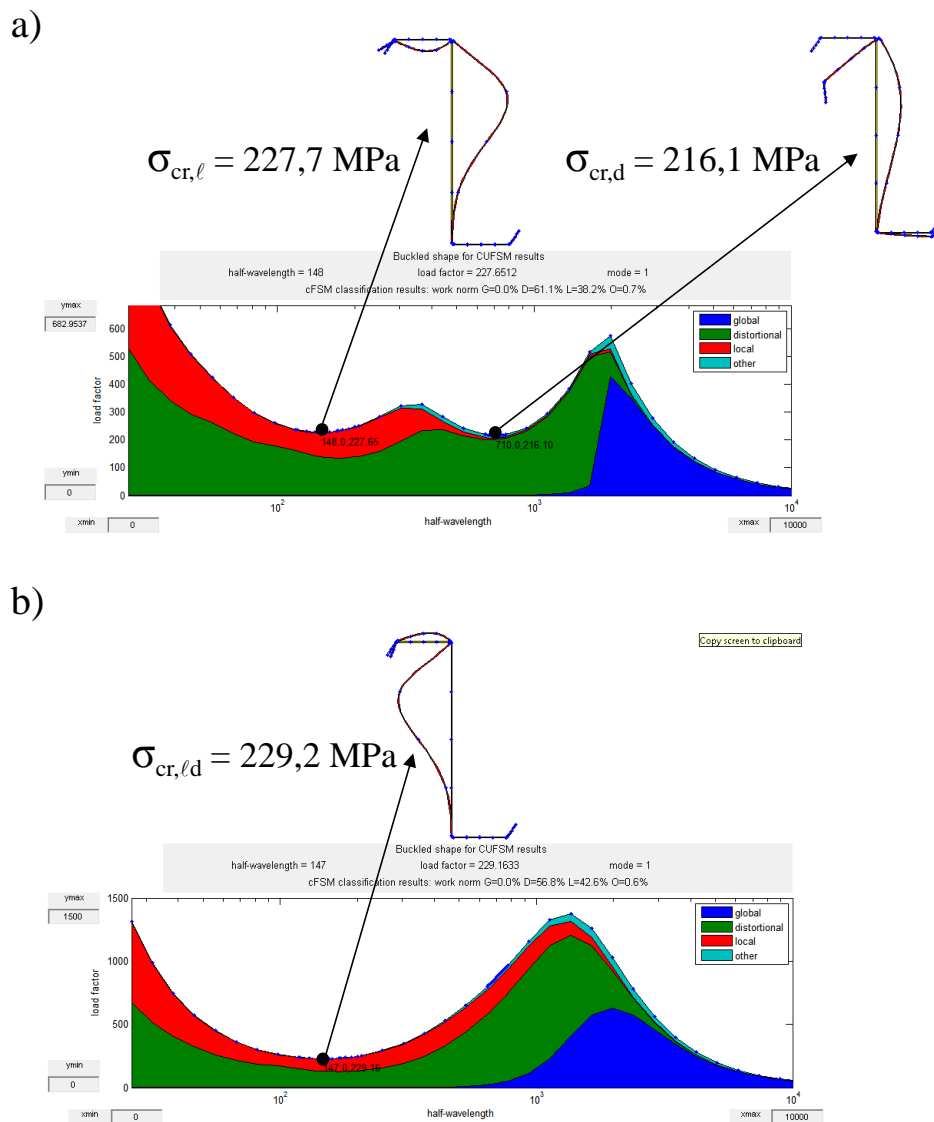


Figura 42 - Análise de estabilidade elástica do perfil “Z1”. a) Flexão restringida (reta). b) Flexão livre (oblíqua).

Analisando a Figura 43, percebe-se que a diferença substancial para a Figura 42 advém da espessura de chapa das seções, tornando a diferença entre a tensão crítica local e distorcional mais nítida, Figura 43a. Mais uma vez, não se percebe distinção entre o modo “local” para flexão restringida e o mesmo modo para flexão livre (diferença na tensão crítica inferior a 1%). A diferença de contribuições do modo distorcional nesse caso é de 63% para flexão restringida e de 59% para flexão livre. No caso do modo distorcional, Figura 43a, este também se apresenta de forma “pura” para a flexão restringida, com participação modal superior a 93%.

Claramente, ao se considerar indiscriminadamente, portanto, o modo local como representativo do modo de falha correspondente à tensão do primeiro mínimo das curvas das

Figuras 42a ou 43a, pode-se estar incorrendo em erro, pois não é o modo com maior parcela de contribuição de fato.

Surge agora, além da influência da distribuição das tensões e conseqüentemente se o que ocorre é flexão restringida ou livre, outro fator a se determinar para acessar a resistência desses perfis: no caso do modo local, advindo da flexão oblíqua, ou quando houver apenas esse modo em outro tipo de análise, qual a curva de dimensionamento deve ser utilizada, distorcional ou local?

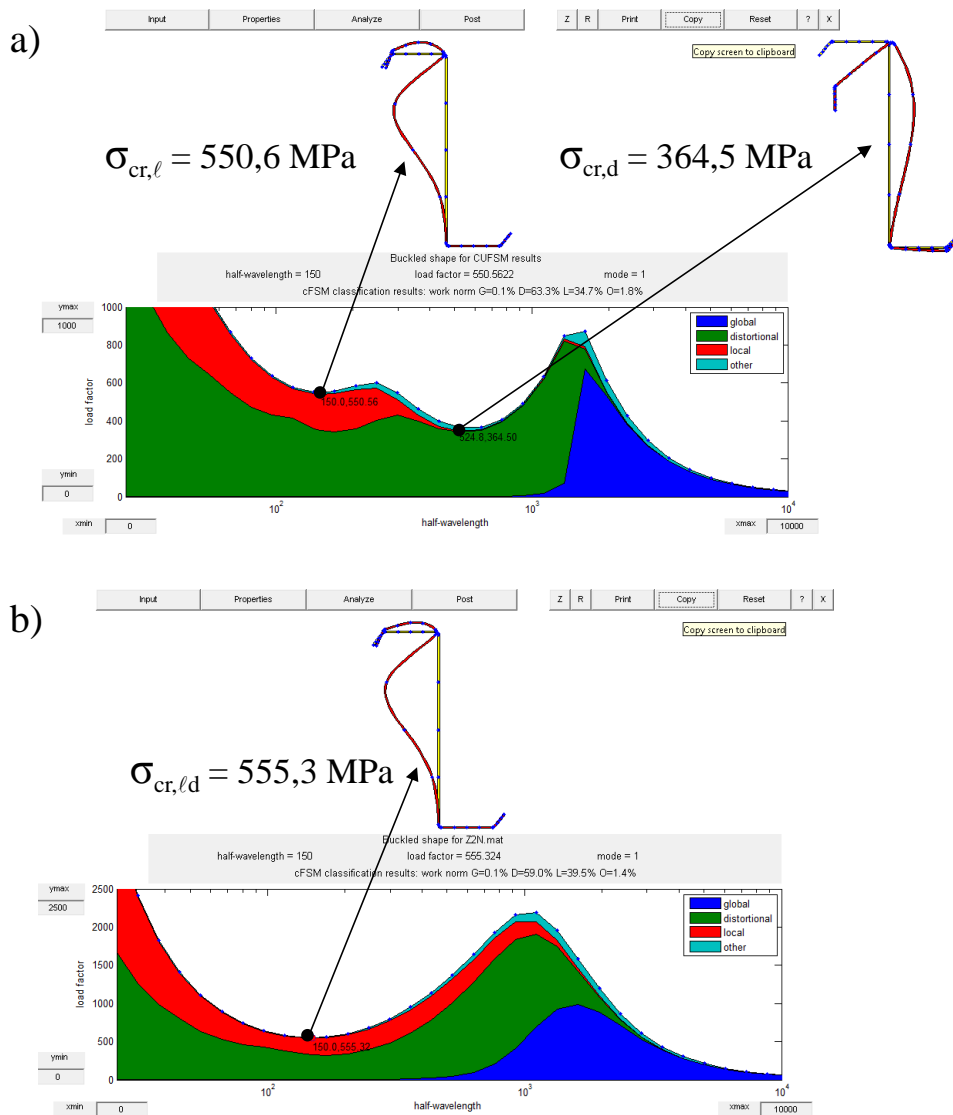


Figura 43 - Análise de estabilidade elástica do perfil “Z2”. a) Flexão restringida (reta). b) Flexão livre (oblíqua).

Primeiramente, para investigar a influência da distribuição de tensões na previsão do momento fletor resistente dos perfis, é necessário ter em mente os resultados apresentados na seção anterior, 4.4.2. Os resultados das curvas da razão entre a tensão próxima ao enrijecedor

e a tensão próxima à alma nas mesas *versus* a razão entre momento fletor aplicado e o momento fletor resistente experimental, permitem concluir que o comportamento de tais perfis é algo entre o comportamento de flexão restringida e livre.

Para quantificar a influência da distribuição de tensões aplicou-se o MRD para a previsão do momento fletor resistente, variando o tipo de flexão de entrada (restringida ou livre) na análise de estabilidade, bem como as curvas de dimensionamento presentes na norma brasileira e americana. Considerou-se que se alguma das combinações testadas levasse a uma correta previsão do momento fletor resistente, esse “modelo” seria adequado e a questão sobre o tipo de flexão a adotar estaria respondida.

No primeiro modelo testado, analisaram-se as seções via software CUFSM v. 3.12 impondo as tensões medidas experimentalmente como *input* das análises. Como só havia leituras em quatro pontos da seção, interpolaram-se os resultados, assumindo uma distribuição linear entre esses pontos no sentido da alma, entre mesas. No sentido dos enrijecedores, os dados foram extrapolados, também de forma linear, assumindo que a própria tangente do ângulo de dobramento do enrijecedor, fosse a razão de decréscimo das tensões entre a mesa e a extremidade do enrijecedor.

As seções “Z1” e “Z2” foram modeladas com suas dimensões nominais, como é prática de projeto e as mesas com larguras iguais à média entre ambas (lembrar que para facilidade de montagem as mesas tinham uma diferença de 6 mm na largura).

As tensões nos pontos notáveis da seção (cantos das dobras e extremidades) foram inseridas manualmente no software e a análise de estabilidade elástica realizada levando em conta tais tensões.

Alguns protótipos não apresentaram curva de mínimos do modo distorcional, caso do Z1-L5 e Z2-L5. A Tabela 14 resume os resultados da análise de estabilidade elástica e do cálculo do momento fletor resistente para as tensões experimentais. Tanto na Tabela 14, como nas demais, a coluna $M_{R,teo}$ representa o momento fletor resistente de cálculo sem coeficientes de segurança (em kN.cm).

Tabela 14 - Previsão de resistência considerando a distribuição de tensões experimentais.

Protótipo	Comprimento de semionda (mm)		Tensão crítica elástica (MPa)		Modo distorcional		FLT	Modo local		$M_{R,teo}$
	Distorcional	Local	σ_{crd}	σ_{crf}	λ_{dist}	M_{Rdist}	M_{Re}	λ_{ℓ}	$M_{R\ell}$	
Z1-N	710	150	216,1	227,7	1,42	1631,0	2743,1	1,38	1869,6	1631,0
Z1-CN	700	150	248,5	216,9	1,33	1725,8	2743,1	1,42	1838,3	1725,8
Z1-L5N	-	145	-	203	-	-	2743,1	1,47	1796,2	1796,2
Z1-L5PN	650	150	367,9	199,7	1,09	2009,3	2743,1	1,48	1785,9	1785,9
Z1-T5N	700	145	297,7	220,5	1,21	1853,4	2743,1	1,41	1848,9	1848,9
Z1-T11N	710	145	239,7	228,1	1,35	1701,0	2743,1	1,38	1870,8	1701,0
Z2-N	-	148	-	552,7	-	-	3379,8	0,79	3329,2	3329,2
Z2-CN	530	146	421,6	565,6	0,91	2816,0	3379,8	0,79	3353,2	2816,0
Z2-L5N	-	151	-	464,3	-	-	3379,8	0,87	3151,0	3151,0
Z2-T5N	570	148	390,8	565,3	0,95	2743,3	3379,8	0,79	3352,7	2743,3
Z2-T11N	566	149	394,2	542,2	0,94	2751,6	3379,8	0,80	3309,3	2751,6

Obs.: Tensões em “MPa”, comprimentos em “mm” e momentos em “kN.cm”.

Nas análises seguintes, procurou-se considerar a flexão como sendo totalmente restringida ou totalmente livre.

Essas análises também foram realizadas considerando as dimensões nominais da seção transversal. Para computar as tensões uniformes e não uniformes, o CUFSM possui uma opção para cálculo automático da distribuição elástica de tensões.

No caso da flexão restringida, conforme as Figuras 42a e 43a, existem duas curvas de mínimos (“local” e distorcional) e, portanto impõe-se que sejam utilizadas as respectivas curvas de dimensionamento. No caso de flexão livre, no entanto, pela existência de uma única curva de mínimo, diga-se “local”, deve-se decidir qual das curvas de dimensionamento utilizar. Optou-se no final pela curva que forneceu o menor momento fletor resistente. A Tabela 15 resume as informações para ambas as análises.

Em todas as tabelas, para se calcular o momento fletor resistente para o modo de falha local, adotou-se o momento fletor resistente característico para o modo de flambagem lateral com torção (FLT) como sendo o momento fletor de escoamento da seção bruta. Essa adoção é coerente com o sistema de travamento lateral adotado no detalhamento dos protótipos, bastante robusto, se comparado com sistemas de contraventamento usuais na prática.

Tabela 15 - Previsão de resistência considerando a distribuição de tensões da flexão restringida e livre.

Flexão restringida											
Protótipo	Comprimento de semionda (mm)		Tensão crítica elástica (MPa)		Modo distorcional		FLT	Modo local		$M_{R,teo}$	
	Distorcional	Local	Distorcional	Local	λ_{dist}	M_{Rdist}	M_{Re}	λ_{ℓ}	$M_{R\ell}$		
Z1	710	148	216,1	227,7	1,42	1631,0	2743,1	1,38	1869,6	1631,0	
Z2	567	151	360,8	546,7	0,98	2667,2	3379,8	0,80	3317,9	2667,2	
Flexão livre											
Protótipo	Comprimento de semionda (mm)		Tensão crítica (MPa)		M_{cr}	Modo distorcional		FLT	Modo local		$M_{R,teo}$
	Misto		D - L			λ_{dist}	M_{Rdist}	M_{Re}	λ_{ℓ}	$M_{R\ell}$	
Z1	147		229,2		707,5	1,97	1237,5	2743,1	1,97	1456,1	1237,5
Z2	148		552,7		2617,3	1,14	2398,4	3379,8	1,14	2638,0	2398,4

Obs.: Tensões em “MPa”, comprimentos em “mm” e momentos em “kN.cm”.

Na Tabela 15, como se utilizaram as dimensões nominais os resultados são os mesmos para todos os protótipos de mesma espessura de chapa, sendo apresentados portanto, apenas dois resultados por análise (chapas 1,75 mm e 2,70 mm).

O último teste realizado foi considerar a previsão de resistência conforme a metodologia atual de projeto, com a flexão assumida restringida, porém com uma particularidade em relação ao que já foi apresentado na Tabela 15: considerando as dimensões reais das seções transversais dos protótipos. Os resultados são apresentados na Tabela 16 a seguir:

Tabela 16 - Previsão de resistência para a distribuição de tensões da flexão restringida e dimensões reais.

Protótipo	Tensão crítica elástica (MPa)		Modo distorcional		FLT	Modo local		$M_{R,teo}$
	Distorcional	Local	λ_{dist}	M_{rdist}	M_{Re}	λ_{ℓ}	$M_{R\ell}$	
Z1-C	203,1	228,0	1,47	1567,0	2703,3	1,38	1843,5	1567,0
Z1-L5	191,8	227,1	1,51	1530,2	2702,7	1,39	1840,4	1530,2
Z1-T5	199,5	228,2	1,48	1554,1	2700,9	1,38	1842,2	1554,1
Z1-T11	203,3	227,4	1,47	1569,3	2706,1	1,39	1843,6	1569,3
Z1-L5P	202,2	229,9	1,47	1553,2	2684,3	1,38	1835,8	1553,2
Z2-C	332,3	542,7	1,03	2582,6	3370,9	0,80	3301,6	2582,6
Z2-L5	379,7	548,6	0,96	2663,8	3315,0	0,80	3257,9	2663,8
Z2-T5	379,8	550,6	0,96	2653,6	3302,1	0,80	3248,7	2653,6
Z2-T11	374,4	547,8	0,97	2637,4	3298,4	0,80	3240,1	2637,4

Obs.: Tensões em “MPa”, comprimentos em “mm” e momentos em “kN.cm”.

De posse dos resultados dos momentos resistentes nominais, pode-se avaliar qual fornece a melhor resposta média, e qual o mais conservador através de uma variável muito simples, chamada erro de modelo, E_m . A variável erro de modelo tem a propriedade de mostrar, na média, a tendência central do erro (erro sistemático). De maneira informal, mede o quanto o modelo de previsão do momento fletor resistente se aproxima do fenômeno real, no caso, representado pelos resultados experimentais. Define-se de maneira numérica o erro de modelo pela razão entre o momento fletor resistente real (experimental) e o momento fletor resistente teórico obtido por uma das metodologias anteriormente apresentadas, conforme a Equação (50), abaixo:

$$E_m = \frac{M_{exp}}{M_{R,teo}} \quad (50)$$

Da simples análise da Equação (50) percebe-se que quanto mais próximo da unidade a variável E_m se aproximar, mais fiel ao fenômeno é a representação do modelo teórico. No caso de valores inferiores à unidade, o modelo se mostra não conservador, enquanto que para

valores superiores à unidade, o modelo pode ser considerado conservador. Portanto, outro aspecto muito interessante de se utilizar a variável erro de modelo é para avaliar esse “grau de conservadorismo” do modelo.

Existem diversos tratamentos quantitativos dados para a variável erro de modelo, de maneira a mensurar as incertezas dos modelos e melhorá-los, utilizando ferramentas da Confiabilidade Estrutural. Neste trabalho, no entanto, não se entrou no rigor matemático da Confiabilidade Estrutural, mas sim, utilizou-se E_m para qualificar os modelos de previsão de resistência mais do ponto de vista qualitativo que quantitativo, porém com resultados muito úteis.

A Tabela 17 resume os valores da variável erro de modelo para todos os modelos de previsão de resistência testados (dimensões nominais – DN e flexão restringida – FR, flexão livre FL ou distribuição de tensões experimental – TE; dimensões reais – DR e flexão restringida – FR).

Tabela 17 - Resultados da variável erro de modelo (E_m).

Protótipo	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$M_{exp}/M_{R,teo}$	$M_{exp}/M_{R,teo}$ (distorcional)	$M_{exp}/M_{R,teo}$ (local)
Z1-C	0,896	0,948	0,987	1,250	0,923
Z1-L5	0,612	0,674	0,718	0,888	0,755
Z1-L5P	0,681	0,746	0,783	0,983	0,836
Z1-T5	0,746	0,846	0,879	1,115	0,947
Z1-T11	0,804	0,838	0,880	1,105	0,939
Z2-C	1,037	1,095	1,130	1,217	1,107
Z2-L5	0,725	0,857	0,858	0,953	0,866
Z2-T5	1,085	1,116	1,122	1,241	1,128
Z2-T11	0,855	0,882	0,892	0,981	0,892
Modelo	TE - FR	DR - FR	DN - FR	DN - FL	

Na Tabela 17, as indicações de cores representam uma escala das melhores aproximações do valor unitário ideal. As células verdes representam as melhores aproximações, em seguida, por ordem decrescente de qualidade de aproximação são as células laranjas, vermelhas, em negrito e sem nenhum efeito. Na linha “modelo”, conforme se apresenta no parágrafo anterior, são mostradas as abreviações dos tipos de análise. Cabe nota o fato de que o modelo que levou em conta as dimensões nominais e a flexão livre (DN – FL) apresenta duas colunas com valores de E_m . Isso ocorre em face do que já foi explicado, de que no caso da flexão livre há uma única curva de mínimos de tensões críticas, com participação dos dois modos de flambagem, local e distorcional. As duas colunas são respectivamente as

análises de resistência via MRD, utilizando as curvas de dimensionamento dos modos distorcional e local.

Conforme se verifica diretamente da Tabela 17, os modelos DN-FL fornecem a maior quantidade de melhores aproximações (6 em 9), seguido pelo modelo TE-FR (2 em 9) e pelo modelo DR-FR (1 em 9).

Uma maneira fácil de avaliar a “qualidade” desses modelos, tanto com relação à melhor aproximação do valor unitário do erro de modelo (grau de ajuste), como em relação ao seu conservadorismo é através de um simples gráfico onde são plotados os valores de E_m para todos os modelos de previsão testados, e uma reta que representa o modelo perfeito ($E_m = 1,0$). A Figura 44 apresenta esse gráfico.

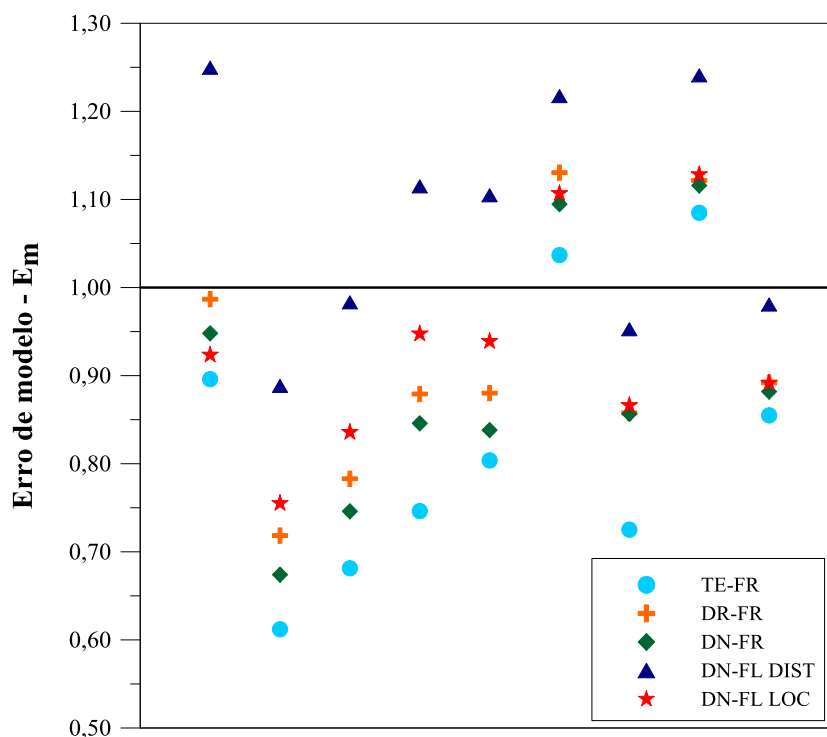


Figura 44 – Valores de E_m dos modelos de previsão do momento fletor resistente.

Analisando a Figura 44, mais uma vez percebe-se nitidamente que o modelo DN-FL (triângulo azul escuro) é o melhor modelo de aproximação, sendo o que fornece a maior quantidade de valores próximos do E_m unitário e o único que na média é conservador (valores acima da reta). Esse modelo, portanto, é recomendável para verificação da seção crítica no fim da ligação de terças com continuidade nos apoios, conferida por ligações por luva ou transpasse, dentro do espectro de ligações geometricamente similares às ensaiadas no trabalho.

No caso da análise apenas dos protótipos com continuidade física, conforme mencionado, fazendo as mesmas análises, chega-se à conclusão que o modelo DR-FR é o melhor em geral, tanto no grau de ajuste, como no conservadorismo e em seguida vem o modelo DN-FR. Como na fase de projeto não se conhecem as dimensões reais dos perfis, o melhor modelo passa a ser o DN-FR.

Das análises realizadas alguns pontos merecem discussão mais detalhada, no caso:

- o fato do modelo com as tensões experimentais não ter fornecido as melhores respostas;
- a flexão oblíqua fornecer a melhor resposta em todos os protótipos, em detrimento das tensões experimentais apontarem em alguns casos melhor ajuste com a flexão restringida;
- os modelos com dimensões nominais fornecerem bons resultados; e
- o uso da curva de dimensionamento do modo distorcional na análise considerando a flexão livre.

No caso do modelo com tensões experimentais não fornecer uma resposta de previsão de resistência tão boa como se esperava, existem algumas justificativas.

Primeiramente, esse modelo foi capaz de prever com certa precisão o momento fletor resistente dos perfis, sendo que no caso dos protótipos Z2-C e Z2-T5, que pelos outros modelos não tem uma resposta razoável, forneceu os melhores ajustes. Nos demais, forneceu respostas coerentes, mas não tão precisas.

A razão para a imprecisão de alguns resultados decorre do fato de que como a distribuição de tensões experimentais interpoladas e extrapoladas possuía aspecto similar ao da distribuição restringida, considerou-se nas expressões de resistência que a flexão era essa, o que embora não fosse uma “verdade completa”, era mais razoável que utilizar as expressões da flexão livre.

Com relação ao fato da flexão livre fornecer os melhores resultados mesmo em protótipos cuja distribuição experimental de tensões apontava proximidade com a flexão restringida, há um razão de ordem executiva dos ensaios.

Foi realizada uma aproximação na distribuição de tensões, pois haviam apenas quatro pontos instrumentados, o que forçou à extrapolação dos dados. Além disso, conforme já foi mencionado, existe uma “incerteza” muito grande no posicionamento dos extensômetros, e pequenas variações no seu posicionamento podem acarretar grandes diferenças nos níveis de

tensões (deformações) lidas. Portanto, embora protótipos com transpasse longo, por exemplo, apontassem para uma distribuição próxima da flexão reta, o que se pode afirmar com muita convicção é que as tensões são mais provavelmente algo intermediário, mais próximas, porém, da distribuição de flexão livre.

O terceiro ponto de discussão é a utilização das dimensões nominais e o fato de fornecerem ótimos resultados. Essa constatação é muito interessante do ponto de vista prático, pois na fase de projeto não se sabem as medidas reais das seções e não há muito menos uma retroanálise das mesmas. Como explicação física para esse fato, a menos que se considerem funções de distribuição de probabilidade do desvio das dimensões nominais, devido ao controle executivo e dos padrões mínimos de aceitação, estipulados pela norma NBR 6355 (ABNT, 2012a) ou equivalentes, as variações dimensionais são pequenas e em pouco alteram as análises. Essa afirmação pode ser confirmada pela análise de qualquer um dos perfis considerando as mesas com as dimensões diferentes ou dimensões médias. Os resultados diferem muito pouco, mesmo com diferença nominal das mesas de 6 mm.

Por fim, o uso da curva de dimensionamento do modo distorcional para a flexão livre é justificada pelo fato de que, primeiramente, em qualquer análise, mesmo de flexão restringida, o modo distorcional é o modo crítico para a configuração geométrica dos perfis ensaiados. Em segundo lugar, em todos os protótipos com ligação, visivelmente ao longo de todo o carregamento, distorções dos perfis sempre foram visualmente identificadas, e na seção de falha havia distorção associada à instabilidade local.

Por último, mas talvez a razão mais importante, o uso da curva de dimensionamento do modo distorcional na flexão livre é justificado pelo fato de que como o MRD não foi calibrado para tal tipo de flexão, não há um consenso sobre qual curva se utilizar, mas é fato de que a contribuição do modo distorcional na tensão crítica é predominante em relação aos demais. Além disso, fornece os melhores resultados (os mais conservadores).

De posse do que foi explicado, faz-se agora um resumo dos resultados obtidos, constantes das Tabelas 13 a 15:

- os protótipos com continuidade física podem ser modelados com flexão restringida e as dimensões nominais, com ótimos resultados de previsão de resistência pelo MRD. Nesse caso, como haverá dois mínimos, utilizar a curva de dimensionamento correspondente a cada mínimo.
- Os protótipos com ligação devem ser modelados com flexão livre e as dimensões nominais, conforme justificado anteriormente.

- Para os protótipos com ligação por luva, a curva de resistência utilizada que fornece os melhores resultados é a curva do modo distorcional. Esse fato é coerente com o modo de falha esperado para o perfil individual da luva na seção central (seção transversal única).
- Para os protótipos com ligações por transpasse curto, em virtude do modo de falha no fim do transpasse ter uma característica local-distorcional, os melhores ajustes foram obtidos pela curva de resistência do modo local.
- Para os protótipos com transpasse longo, a curva que melhor se ajustou aos resultados experimentais foi a curva do modo distorcional. A falha nesses protótipos foi de distorção pura, com a formação de uma semionda distorcional na região do fim do transpasse, no perfil individual inferior.

Das análises qualitativas dos modelos, Tabela 16 e Figura 44, o único modelo que na média é conservador, tirando a influência dos protótipos com continuidade física é o modelo de flexão livre, curva de dimensionamento do modo distorcional e dimensões nominais da seção transversal. Essa é, portanto, a curva recomendada para utilização em projeto de terças com ligação, pois mesmo que no caso dos protótipos Z1-T5, Z2-T5 e Z1-T11 a curva de dimensionamento do modo local forneça um melhor resultados, a diferença é muito pequena e o modelo com a curva distorcional peca para o lado conservador, não sendo encarado como um problema.

Nos protótipos com luva (mais problemáticos do ponto de vista de comportamento), possui uma ótima aproximação e nos protótipos com transpasse prevê as resistências com bom grau de segurança, sendo conservadora.

5 CONCLUSÕES

O que se conclui de tudo que foi apresentado, em linhas gerais é que a ligação por transpasse pode aumentar a capacidade resistente do sistema, se comparado a um perfil com continuidade física. No caso das ligações por luva, o mesmo não pode ser afirmado para as configurações ensaiadas.

O mecanismo de falha ocorre de maneiras diversas, mas a parcela distorcional está sempre presente, afetando os esforços resistentes e a rigidez das ligações. Em resumo, terças fisicamente contínuas (sem emendas) falham de acordo com o previsto nas normas técnicas, a depender da geometria da seção transversal, pelo modo local ou distorcional. Para terças com ligação, as variáveis influentes na falha passam a ser o comprimento da ligação e a espessura da chapa. Em ligações longas e com espessuras de chapa elevadas, o modo de falha também se aproxima muito bem do previsto nas normas, mas em virtude da presença da ligação, ocorre uma redução do momento fletor resistente na seção de falha. No caso de ligações mais curtas e chapa menos espessa, surge um “novo” mecanismo de falha, denominado aqui de distorcional – local. Trata-se de um mecanismo de falha complexo, resultante da interação e do contato entre os perfis sobrepostos, à medida que as deformações vão ocorrendo, carecendo de um estudo específico para sua caracterização e quantificação.

Com relação ao comportamento estrutural das ligações os resultados são basicamente os seguintes:

- As terças com ligações por luva possuem um comportamento estrutural aquém do de uma terça fisicamente contínua, com momento fletor resistente até 14% inferior e deslocamentos até 68% maiores.

- Terças com ligações por transpasse possuem um comportamento estrutural melhorado, sendo mais rígidas e resistentes que terças com continuidade física. Observou-se aumento de até 30% no momento fletor resistente e redução nos deslocamentos de até 21%.

A Figura 45 ilustra o que foi dito, através de curvas momento fletor *versus* deslocamento vertical a meio vão (na seção de aplicação da força no ensaio) típicas para as terças com ligações por transpasse e por luva. Para facilitar a comparação direta, o resultado típico das terças contínuas (sem emendas) é igualmente plotado. Desses resultados, divide-se a análise do comportamento estrutural das ligações entre rigidez e esforços resistentes.

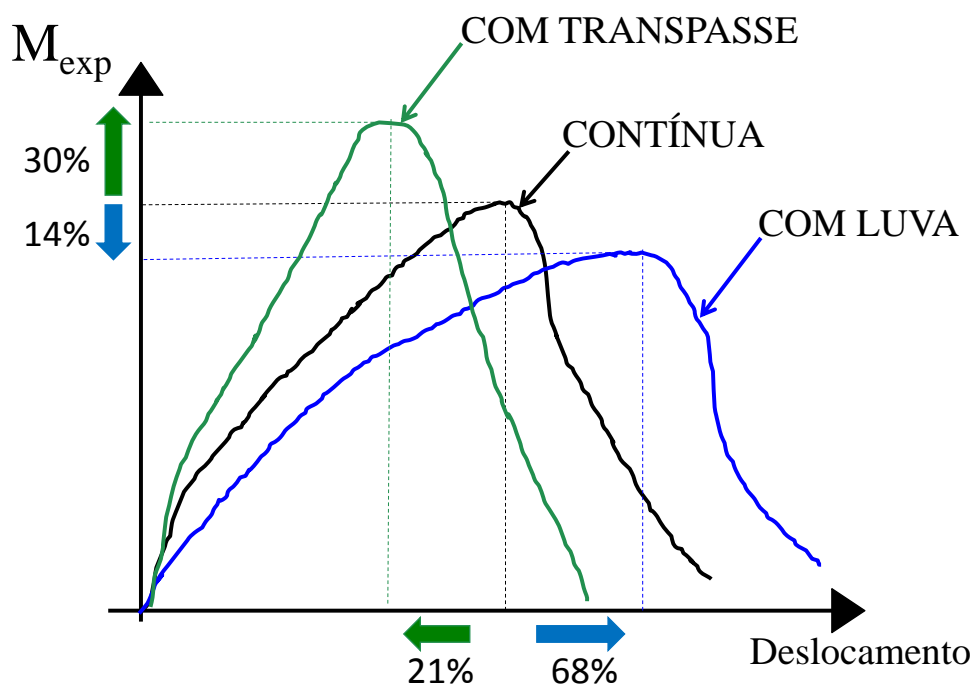


Figura 45 – Resumo do comportamento estrutural típico de terças com ligações por luva e transpasse.

No tocante à rigidez das ligações, o deslocamento das terças com ligação por luva ou transpasse tem três parcelas contribuintes principais: parcela devida ao momento fletor, à força cortante e à deformação da parede do furo.

A parcela de deformação da parede do furo é a mais significativa e uma expressão baseada na Teoria da Elasticidade (TE) para determinar a rigidez de contato da parede do furo foi proposta para utilização nas expressões advindas de um modelo vetorial.

Foram propostas duas abordagens para determinar a rigidez e os deslocamentos das terças com ligações. A primeira considera que a região da ligação onde há superposição de perfis possua um momento de inércia equivalente, ou seja, que tudo se processa como se o perfil fosse perfeitamente contínuo, mas com seção transversal variada (análise não prismática). Esse momento de inércia equivalente já leva em conta a deformabilidade adicional introduzida pela presença da ligação. A segunda abordagem separa as contribuições oriundas da flexão da barra e da deformabilidade da ligação, através da introdução de um modelo vetorial e mecânico da ligação, onde a deformação do furo é convertida em um deslocamento adicional.

Para ambos os métodos propostos, as expressões necessárias à sua utilização são apresentadas para cálculos manuais e para implementação em *softwares* de análise estrutural ou elementos finitos.

Sugere-se que a primeira abordagem possa ser utilizada pelas empresas que desenvolvem sistemas de cobertura e fechamento, determinado seus próprios fatores de modificação da rigidez (rigidez equivalente) através de uma série de ensaios.

No caso de terças com ligações, é bastante razoável utilizar as metodologias de rigidez propostas para determinar tanto os deslocamentos como os esforços solicitantes, mas, sugere-se que o MRE e o MRR sejam utilizados preferencialmente para modelagem da ligação apenas para previsão dos deslocamentos e esforços solicitantes em serviço.

Para utilização em projeto, as expressões do fator de modificação de inércia (no MRE) são mais simples e diretas, sendo, portanto, recomendadas, desde que dentro do intervalo de razões $2L_t/h$ investigadas. No caso de não se atender aos intervalos de razões $2L_t/h$, de seções transversais, ou de geometrias de ligação muito diferentes das aqui estudadas, sugere-se a utilização do MRR como ponto de partida das análises e como primeira aproximação para a avaliação dos deslocamentos. As metodologias apresentadas em ambos os casos são um avanço em relação à metodologia atual¹⁵, muito generalista e que pode conduzir a resultados desfavoráveis.

Para caracterizar ainda o comportamento estrutural das ligações, resta determinar os esforços resistentes. Nesse ínterim, na região do fim da ligação, ao se determinar o momento fletor resistente pela metodologia atual de projeto¹⁵, há uma discrepância para o lado da insegurança, pois se verificou que os momentos fletores resistentes experimentais são menores que os previstos pelos métodos normativos, inclusive o MRD, considerando flexão restringida. Na realidade a distribuição de tensões na seção, verificada experimentalmente, corresponde de maneira mais próxima ao caso de flexão livre, que no caso de perfis Z pontossimétricos é oblíqua.

O contato entre os perfis na região da ligação provoca estados de tensões localizados complexos, de difícil determinação analítica ou mesmo experimental, contribuindo na redução do momento fletor resistente na seção crítica no fim da ligação, e na rigidez.

O método da resistência direta é capaz de prever com segurança o momento fletor resistente dos perfis com ligação por transpasse ou com luva, desde que sejam consideradas na análise de estabilidade elástica as tensões advindas da flexão livre e a curva de dimensionamento do modo distorcional.

No caso de perfis sem ligação, e nas seções afastadas do fim da ligação (região sobre o apoio, ou no meio do vão livre) a metodologia atual de projeto é válida, podendo-se

¹⁵ Como metodologia atual de projeto, entenda-se as prescrições do *Design Guide* do AISI (2009).

considerar o perfil com flexão restringida e a curva de dimensionamento correspondente ao modo que fornece o menor momento fletor resistente (modo local ou distorcional).

Baseado agora em uma previsão mais consistente dos deslocamentos e da rigidez da ligação, bem como em uma previsão mais segura do momento fletor resistente, uma metodologia mais atualizada de projeto de terças com ligações parafusadas de alma por luva ou transpasse pode ser proposta. Os procedimentos dessa metodologia são enumerados a seguir em ordem sequencial à semelhança daquela seguida em projetos:

- Determina-se a geometria global do sistema de terças, ou seja, vão, forças atuantes e requisitos de serviço e segurança, bem como o sistema a ser utilizado – luva ou transpasse – a depender de condicionantes de projeto e execução.

- Com base nas relações entre vão e altura de perfil, L/h entre 25 e 50, escolhe-se uma altura de perfil, e em seguida uma seção transversal (preferencialmente um perfil padronizado da norma ABNT NBR 6355).

- Escolhe-se um comprimento da ligação para os apoios intermediários, dentro do intervalo de $2L_r/h$ de 3,5 a 8,0 (inicialmente prefira-se a menor razão possível).

- Com base na Equação (32) no caso de transpasse ou pelo MRR para ambos os sistemas, procede-se à análise estrutural, determinando os deslocamentos e os esforços solicitantes.

- A partir dos esforços solicitantes determinados, emprega-se o MRD com a análise de estabilidade elástica considerando a flexão restringida e a seguir, calcula-se o momento fletor resistente no perfil individual, na seção do fim da ligação, com base na curva de dimensionamento para o modo de instabilidade distorcional. Calcula-se também a força cortante e a verificação final se faz pela interação momento fletor – força cortante.

- Verifica-se o momento fletor resistente e a força cortante resistente conforme os procedimentos usuais propostos no AISI (2009) para a seção sobre o apoio, procedendo-se à soma dos esforços resistentes dos perfis individuais. Verifica-se igualmente a seção a meio vão.

- Caso o perfil escolhido no segundo passo seja adequado, pode-se tentar refinar a escolha com vistas à economia de material. Caso contrário repetem-se os passos desde a escolha do perfil, ou varia-se o comprimento da ligação e os passos subsequentes.

A metodologia proposta anterior é mais coerente com a realidade, porque fornece valores de deslocamento mais precisos em serviço e principalmente, pois fornece uma resposta mais segura dos esforços resistentes.

Por fim, é importante lembrar que os resultados apresentados são válidos com boa aproximação apenas para o intervalo de valores de razões geométricas das ligações e dos perfis ensaiados. A extrapolação dos resultados deve ser feita com muita cautela.

Uma conclusão geral é a de que terças com ligações por transpasse são plenamente satisfatórias do ponto de vista estrutural, melhorando a capacidade de carga do sistema e diminuindo sua deformação. Para os casos estudados de terças com ligações por luva, o oposto é verdadeiro. Mas então por que não abandonar as últimas? A resposta é simples: embora as ligações por luva não sejam tão eficientes, permitem uma série de outros benefícios, entre eles economia de transporte, facilidade de instalação e montagem. Isso tudo leva a crer que cada sistema vai continuar tendo nichos específicos de aplicação sendo importante manter isso sempre em mente na escolha de um ou de outro, pesando suas vantagens e desvantagens.

5.1 Sugestões de trabalhos futuros

Entende-se que embora já bastante trabalhado, o assunto ainda carece de mais pesquisa, pois ainda não está esgotado, restando diversas dúvidas, como por exemplo, como a interação entre os perfis na região da ligação se processa, e como transportar os resultados do comportamento estrutural das ligações para sistemas completos de múltiplos vãos, de maneira que os esforços solicitantes sejam determinados de maneira correta, superando a dificuldade apresentada da não linearidade entre esforços externos e internos.

Áreas não necessariamente ligadas direta ou exclusivamente às ligações em terças também merecem estudos mais aprofundados, como é o caso da rigidez de contato da parede dos furos e as curvas de dimensionamento do MRD para separar a contribuição de cada modo de instabilidade na resistência, refinando os resultados do método. Como síntese das sugestões de trabalhos futuros, coloca-se o seguinte:

- Estudo aprofundado do mecanismo de falha distorcional – local (D-L), caracterizando a interação entre os perfis (problema de contato) e a sua influência na distribuição de tensões e, conseqüentemente, na rigidez e nos esforços resistentes.

- Desenvolvimento de expressões para a rigidez de contato da parede do furo de validade mais geral e com maior precisão, baseadas principalmente em resultados da Teoria da Elasticidade e na Mecânica do Contato.

- Avanço no MRD para levar em conta descontinuidades localizadas nas barras e principalmente, permitir a separação das contribuições modais nos esforços resistentes.

- Expandir a gama de ensaios, principalmente de ligações por luva, procurando variar as seções transversais, tanto na forma, como no modo de falha teórico (modo local) e os comprimentos de ligação (mais curtas).

- Realizar uma análise de confiabilidade levando em conta todos os resultados considerados válidos de ensaios desse tipo (banco de dados de literatura + ensaios realizados de fato) de forma a qualificar, quantificar, bem como enriquecer a qualidade da metodologia de projeto proposta.

- Por fim, realizar ensaios em sistemas completos, com aplicação de forças distribuídas, com e sem a presença de telhas parafusadas às mesas, com intuito de avaliar se as rigidezes e os métodos propostos são válidos nos sistemas completos (reais), com bons resultados.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2010a). **ANSI/AISC 360-10**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, IL.

_____. (2010b). **ANSI/AISC 360-10**: Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, IL.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. (2007a). **ANSI/AISI S100-2007**: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, DC.

_____. (2007b). **ANSI/AISI S100-2007-C**: Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington, DC.

_____. (2009). **D111-09**: Design Guide for Cold-Formed Steel Purlin Roof Framing Systems. Washington, DC.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2013). **ASTM A325M**: Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated 830 MPa Minimum Tensile Strength (Metric). West Conshohocken, PA.

_____. (2012a). **ASTM A307**: Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 PSI Tensile Strength. West Conshohocken, PA.

_____. (2012b). **ASTM A370**: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. West Conshohocken, PA.

ANSYS. (2010). **ANSYS Element Reference v.13**. Canonsburg, PA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2012a). **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio — Padronização. Rio de Janeiro.

_____. (2012b). **NBR 7008-3**: Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente Parte 3: Aços estruturais. Rio de Janeiro.

_____. (2010). **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro.

_____. (2008). **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro.

BEBIANO, R.; PINA, P.; SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. (2008). **GBTUL – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>).

BRYAN, E.R. (1993). The design of bolted joints in cold-formed steel sections. **Thin-Walled Structures**, v.16, p.239-262.

CHUNG, K.F.; HO H.C. (2005). Analyses and design of lapped connections between cold-formed steel Z sections. **Thin-Walled Structures**, v.43, p.1071-1090.

CHUNG, K.F.; IP, K.H. (2001). Finite element investigation on the structural behaviour of cold-formed steel bolted connections. **Engineering Structures**, v.23, p.1115-1125.

- CHUNG, K.F.; LAU, L. (1999). Experimental investigation on bolted moment connections among cold-formed steel members. **Engineering Structures**, v.21, p.898-911.
- DUBINA, D.; UNGUREANU, V. (2010). Behaviour of multi-span cold-formed Z-purlins with bolted lapped connections. **Thin-Walled Structures**, v.48, p.866-871.
- DUNDU, M.; KEMP, A.R. (2006). Strength requirements of single cold-formed channels connected back-to-back. **Journal of Constructional Steel Research**, v.62, p.250-261.
- EPSTEIN, H.I.; MURTHA-SMITH, E.; MITCHELL, J.D. (1998). Analysis and design assumptions for continuous cold-formed purlins. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v.3, n.2, p.60-67.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2005). **Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. EN-1993-1-1.
- _____. (2006a). **Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-3: General Rules. Supplementary Rules for Cold-Formed Members and Sheetings**. EN-1993-1-3.
- _____. (2006b). **Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-8: Design of Joints**. EN-1993-1-8.
- FÁVERO NETO, A.H.; VIEIRA JR., L.C.M.; MALITE, M. (2013). Strength and Stiffness of cold-formed steel purlins with sleeved and overlapped bolted connections. In: **Proceedings of the 2013 SSRC Annual Stability Conference**. St. Louis, MO.
- GHOSN, A.A.; SINNO, R.R. (1995). Governing stresses in Z-purlin lap joints. **Journal of Structural Engineering**, v.121, n.12, p.1735-1741.
- GHOSN, A.A.; SINNO, R.R. (1996). Load capacity of nested, laterally braced, cold-formed steel Z-section beams. **Journal of Structural Engineering**, v.122, n.8, p.968-971.
- GUTIERREZ, R.; LOUREIRO, A.; LOPEZ, M.; MORENO, A. (2011). Analysis of cold-formed purlins with slotted sleeve connections. **Thin-Walled Structures**, v.49, p.833-841.
- HAZLAN, A.H.; TAHIR, M.Md.; SULAIMAN, A.; MAHENDRAN, M. (2011). Bolted beam-column moment connections between cold-formed steel members. Fragomeni et al (Ed.). **Incorporating Sustainable Practice in Mechanics of Structures and Materials**. London: Taylor and Francis Group. p.655-660.
- HERTZ, H. (1896). **Miscellaneous papers**. New York: MacMilan and Co.
- HO H.C.; CHUNG, K.F. (2004). Experimental investigation into the structural behaviour of lapped connections between cold-formed steel Z sections. **Thin-Walled Structures**, v.42, p.1013-1033.
- HO H.C.; CHUNG, K.F. (2006a). Analytical prediction on deformation characteristics of lapped connections between cold-formed steel Z sections. **Thin-Walled Structures**, v.44, p.115-130.
- HO H.C.; CHUNG, K.F. (2006b). Structural behaviour of lapped cold-formed steel Z sections with generic bolted configurations. **Thin-Walled Structures**, v.44, p.466-480.
- LIM, J.B.P.; NETHERCOT, D.A. (2003). Ultimate strength of bolted moment-connections between cold-formed steel members. **Thin-Walled Structures**, v.41, p.1019-1039.
- LIM, J.B.P.; NETHERCOT, D.A. (2004a). Stiffness prediction for bolted moment-connections between cold-formed steel members. **Journal of Constructional Steel Research**, v.60, p.85-107.

LIM, J.B.P.; NETHERCOT, D.A. (2004b). Finite element idealization of a cold-formed steel portal frame. **Journal of Structural Engineering**, v.130, n.1, p.78-94.

MOORE, D.B. (1990). Moment-rotation characteristics of purlin connections. In: **International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures**, 10., Saint Louis. Proceedings... University of Missouri-Rolla. p.525-544.

MURRAY, T.M.; ELHOUAR, S. (1994). North American approach to the design of continuous Z- and C- purlins for gravity loading with experimental verification. **Engineering Structures**, v.16, n.5, p.337-341.

PHAM, C. H.; DAVIS, A. F.; EMMETT, B. R. (2012). Experimental and numerical investigations of high strength cold-formed lapped Z purlins under combined bending and shear. In: **Proceedings of 21st International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures**. Saint Louis, p.391-406.

RADZIMOVSKY, E. I. (1953). Stress distributions and strength condition of two rolling cylinders pressed together. **University of Illinois Engineering Experiment Station**. Bulletin series n° 408. Urbana, IL.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E.; MALHAS, F.A. (2008). **Steel Structures: Design and Behaviour**. 5.ed. New Jersey: Prentice Hall.

SCHAFER, B.W.; ADANY, S. (2006). Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: Conventional and constrained finite strip methods. In: **Proceedings of 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures**. Orlando, FL. p.39-54.

SLOCUM, A. H. (1992). **Precision machine design**. Society of Manufacturing Engineers. Dearborn, MI.

SÜSSEKIND, J.C. (1981). **Curso de análise estrutural**. 6.ed. v.1. Rio de Janeiro: Globo.

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.E. (1989). **Mecânica dos Sólidos**. v.1. Tradução de José Rodrigues de Carvalho et al. Rio de Janeiro: LTC.

TIMOSHENKO, S. (1951). **Theory of Elasticity**. McGraw Hill Kogakusha, Tokyo.

WANG, C.J.; MYNORS, D.J.; MORGAN, T.; CARTWRIGHT, B. (2012). Deflection analysis of sleeve jointed purlin systems with non-linear rotational stiffness. **Applied Mechanics and Materials**, v.147, p.66-69.

WONG, M.F.; CHUNG, K.F. (2002). Structural behaviour of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v.58, p.253-274.

YU, W.W. (2000). **Cold-formed Steel Design**. 3.ed. New York: John Wiley.

YU, W.K.; CHUNG, K.F.; WONG, M.F. (2005). Analysis of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v.61, p.1332-1352.

YU, W.W.; LABOUBE, R.A. (2010). **Cold-formed Steel Design**. 4.ed. New York: John Wiley.

ZAHARIA, R.; DUBINA, D. (2006). Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses. **Journal of Constructional Steel Research**, v.62, p.240-249.

ZHANG, L.; TONG, G. (2008). Moment resistance and flexural rigidity of lapped connections in multi-span cold-formed Z purlin systems. **Thin-Walled Structures**, v.46, p.551-560.

ZIEMIAN, R. D.; GALLAGHER, R. H.; MACGUIRE, W. (2000). **Matrix structural analysis, with mastan2**. 2.ed. New York: John Wiley.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. (2006). **CF06-1E**: Direct Strength Method Design Guide. Washington, DC.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1998). **BS 5950-5**: Structural use of Steelwork in buildings: Code of Practice for the Design of Cold-Formed Sections. London.

CHUNG, K.F.; HO, H.C.; WANG, A.J. (2005). An investigation into deformation characteristics of lapped connections between cold-formed steel Z sections. Special issue on cold-formed steel structures. **International Journal of Steel Structures**, v.5, p.23-32.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2006). **Eurocode 3**: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated Structural Elements. EN-1993-1-5.

FÁVERO NETO, A. H.; MALITE, M. (2011). **Análise de procedimento de cálculo de terças de aço com continuidade nos apoios**. Relatório Técnico. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos.

FÁVERO NETO, A. H.; MALITE, M. (2012). **Análise experimental de terças com continuidade nos apoios conferida por transpasse ou luva**. Relatório Técnico (parcial). Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos.

LABOUBE, R.A.; NUNNERY, J.N.; HODGES, R.E. (1994). Web crippling behaviour of nested Z-purlins. **Engineering Structures**, v.16, n.5, p.332-336.

LABOUBE, R.A.; YU, W.W. (1977). Webs for cold-formed steel flexural members subjected to a combination of bending and shear. Final Report, **University of Missouri-Rolla, MO**.

TAN, S.H.; SEAH, L.K.; LI, Y. (2002). Connections of sleeve joint purlin system. **Structural Engineering and Mechanics**, v.13, n.1, p.1-16.

TIMOSHENKO, S. (1948). **Strength of Materials**. 2.ed. New York: D. Van Nostrand Company.

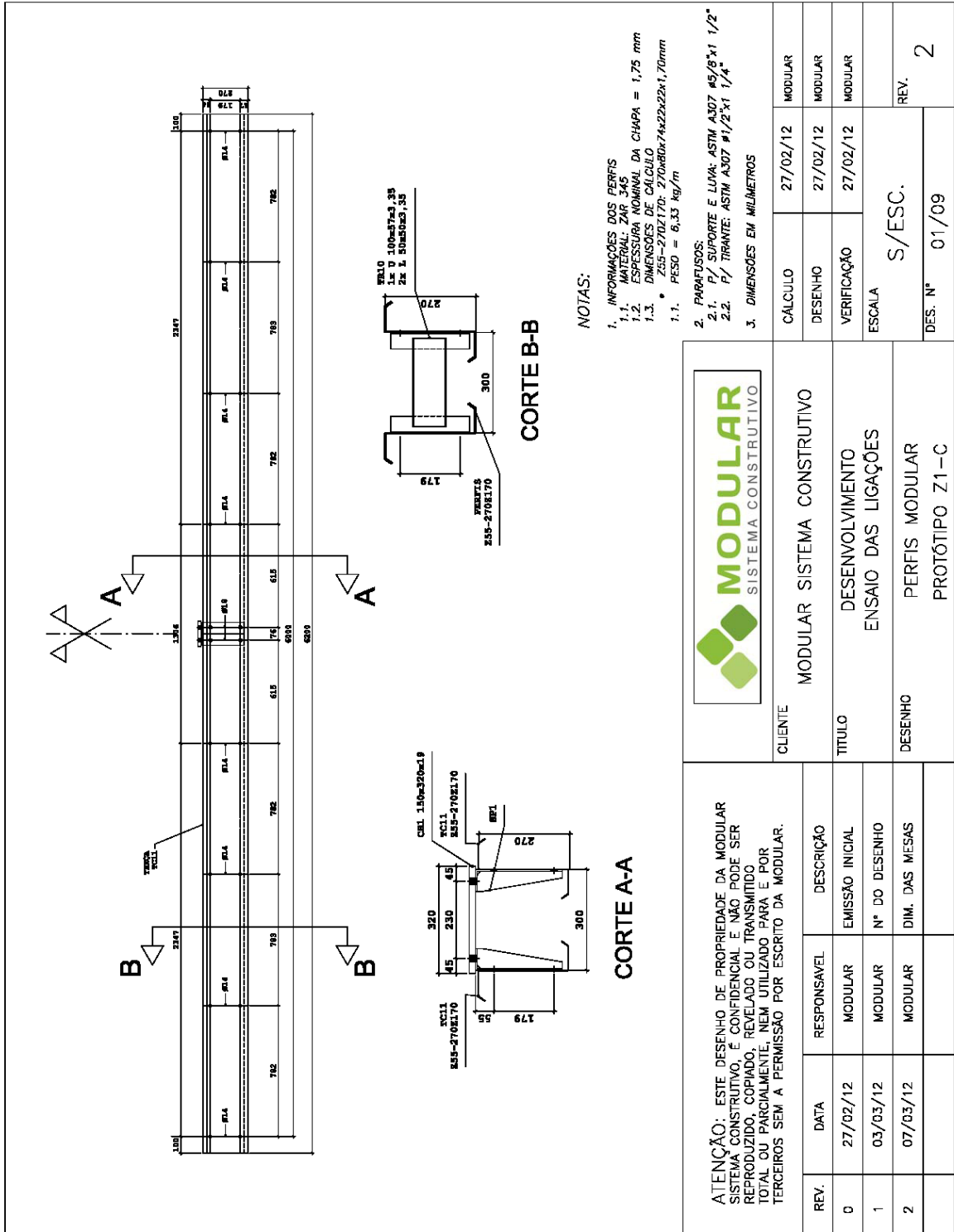
TOMÀ, A.; SEDLACEK, G.; WEYNAND, K. (1993). Connections in cold-formed steel. **Thin-Walled Structures**, v.16, p.219-237.

WILLIS, C.T.; WALLACE, B. (1990). Behavior of cold-formed steel purlins under gravity loading. **Journal of Structural Engineering**, v.116, n.8, p.2061-2069.

WINTER, G. (1947). Strength of thin steel compression flanges. Bulletin 35/3, Cornell University Engineering Experiment Station, Ithaca, NY.

VLASOV, V.Z. (1961). **Thin-Walled Elastic Beams**. The National Science Foundation, Department of Commerce, USA. 2.ed. S. Monson Press, 493p.

ANEXO 1: Detalhamento dos protótipos

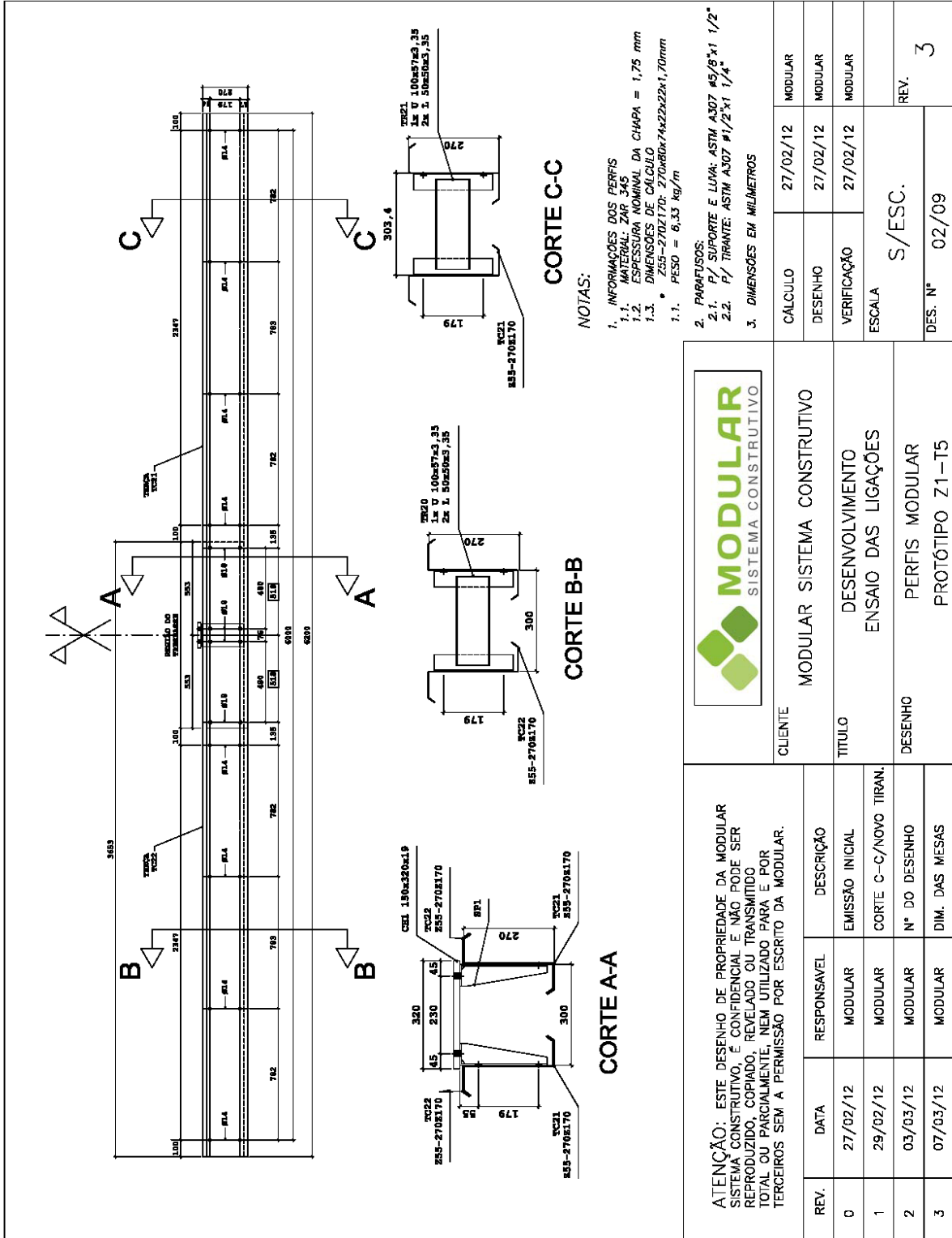


NOTAS:

1. INFORMAÇÕES DOS FERRIS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESURA NOMINAL DA CHAPA = 1,75 mm
 - 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. PESO = 6,33 Kg/m
2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LIGAÇÃO: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS



ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, É CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.		CLIENTE MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO	
REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO
0	27/02/12	MODULAR	EMISSÃO INICIAL
1	03/03/12	MODULAR	Nº DO DESENHO
2	07/03/12	MODULAR	DIM. DAS MESAS
TÍTULO DESENVOLVIMENTO ENSAIO DAS LIGAÇÕES		CÁLCULO 27/02/12 MODULAR	
DESENHO PERFIS MODULAR PROTÓTIPO Z1-C		DESENHO 27/02/12 MODULAR	
ESCALA S/ESC.		VERIFICAÇÃO 27/02/12 MODULAR	
DES. Nº 01/09		REV. 2	



CORTE C-C

NOTAS:

1. INFORMAÇÕES DOS PERFIS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESSURA NOMINAL DA CHAPA = 1,75 mm
 - 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. PESO = 6,33 kg/m
2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LUVA: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS

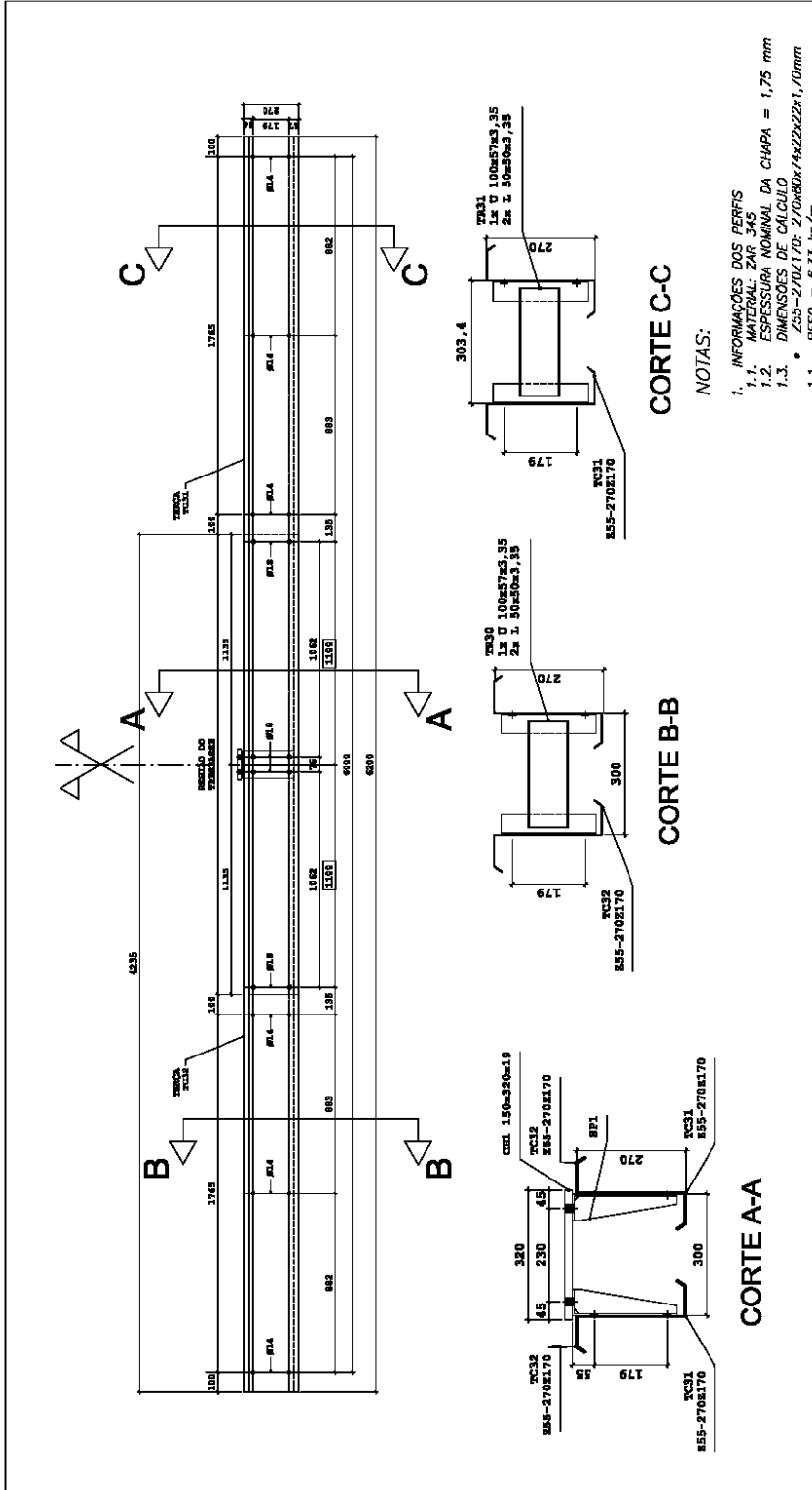
CORTE B-B

CORTE A-A



ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, É CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.

CLIENTE	MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO		
	TÍTULO	DESENVOLVIMENTO ENSAIO DAS LIGAÇÕES	
	DESENHO	PERFIS MODULAR	PROTÓTIPO Z1-T5
REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO
0	27/02/12	MODULAR	EMISSÃO INICIAL
1	29/02/12	MODULAR	CORTE C-C/NOVO TIRAN.
2	03/03/12	MODULAR	Nº DO DESENHO
3	07/03/12	MODULAR	DIM. DAS MESAS
CÁLCULO		27/02/12	MODULAR
DESENHO		27/02/12	MODULAR
VERIFICAÇÃO		27/02/12	MODULAR
ESCALA		S/ESC.	
DES. Nº		02/09	REV. 3

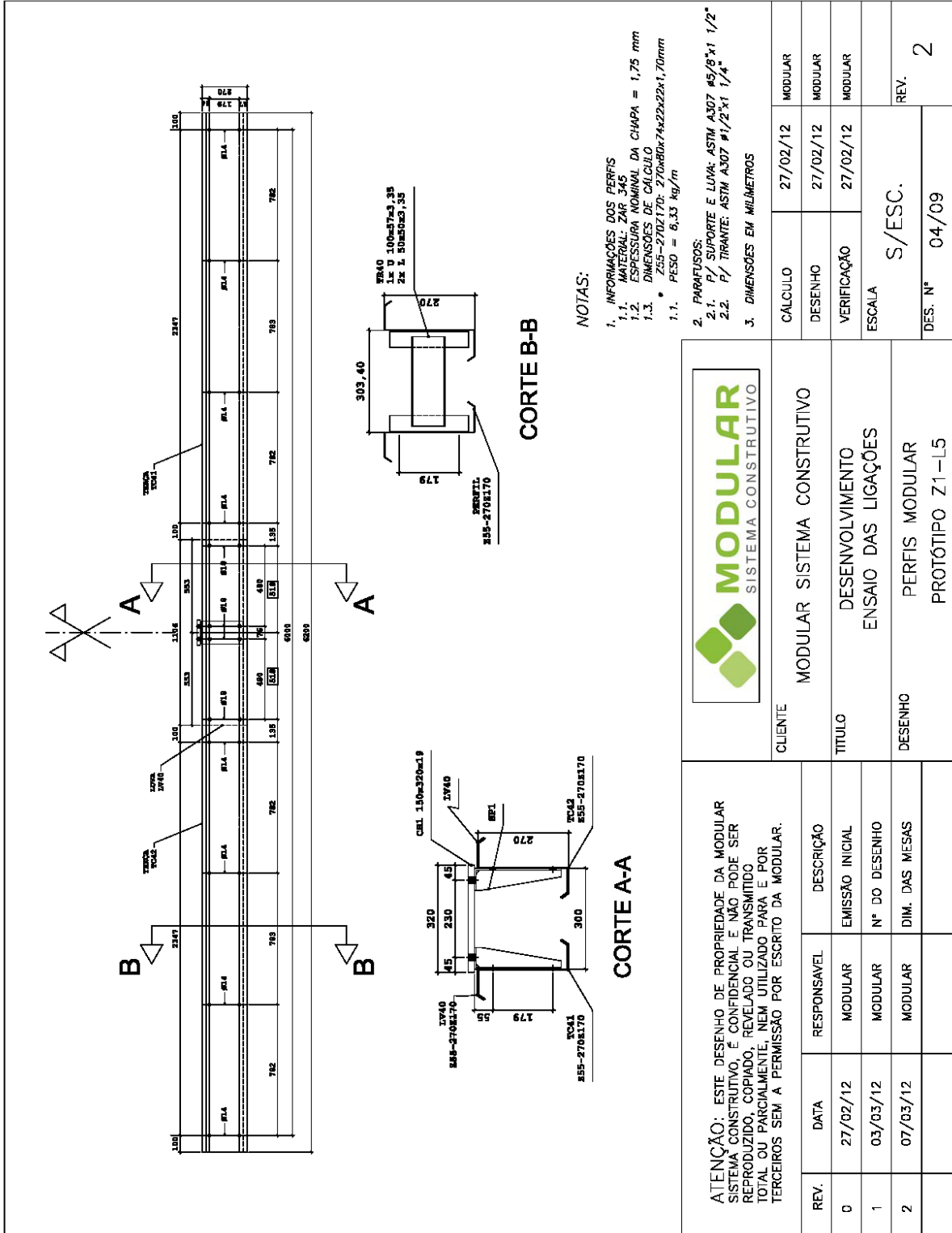


ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, É CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.

REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO
0	27/02/12	MODULAR	EMIÇÃO INICIAL
1	29/02/12	MODULAR	CORTE C-C/NOVO TIRAN.
2	03/03/12	MODULAR	Nº DO DESENHO
3	07/03/12	MODULAR	DIM. DAS MESAS

		CLIENTE	MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO
TÍTULO		DESENVOLVIMENTO ENSAIO DAS LIGAÇÕES	
DESENHO		PERFIS MODULAR PROTÓTIPO Z1-T11	
CÁLCULO	27/02/12	MODULAR	
DESENHO	27/02/12	MODULAR	
VERIFICAÇÃO	27/02/12	MODULAR	
ESCALA	S/ESC.		
DES. Nº	03/09	REV.	3

- NOTAS:**
1. INFORMAÇÕES DOS PERFIS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESURA NOMINAL DA CHAPA = 1,75 mm
 - 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. Z55-270x170; 270x80x74x22x22x1,70mm
 - 1.1. PESO = 6,33 kg/m
 2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LUVÁ: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
 3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS



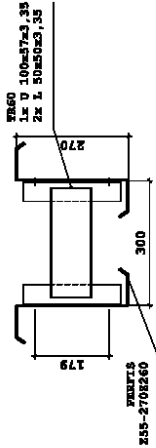
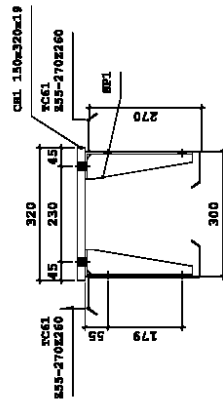
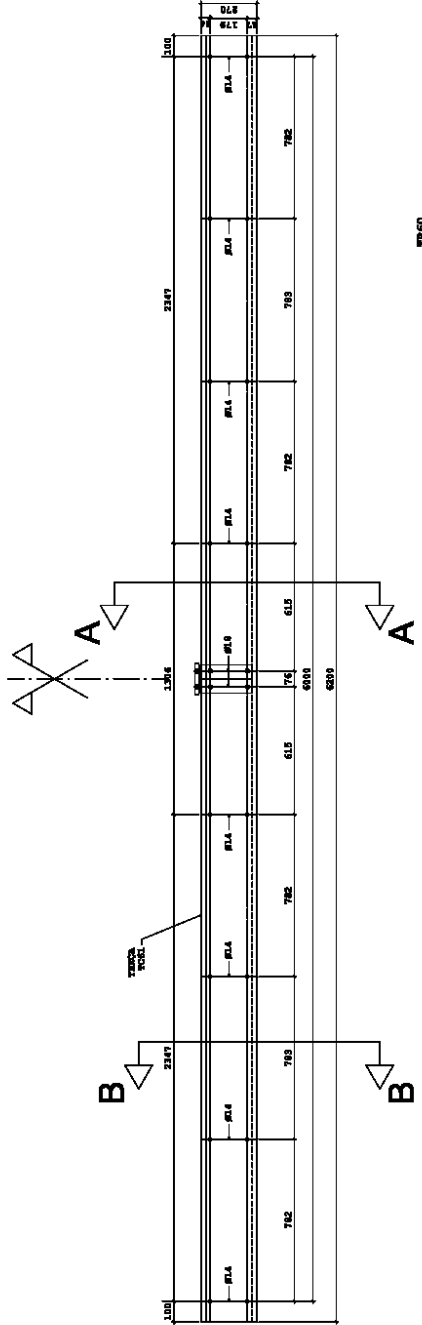
NOTAS:

1. INFORMAÇÕES DOS PERFIS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESSURA NOMINAL DA CHAPA = 1,75 mm
- 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. PESO = 6,33 kg/m

2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LUVA: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS



ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, E CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.		CLIENTE	MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO	
		RESPONSÁVEL	MODULAR	DESCRIÇÃO
REV. 0	DATA 27/02/12	EMISSÃO INICIAL	DESENHO	27/02/12
1	03/03/12	Nº DO DESENHO	VERIFICAÇÃO	27/02/12
2	07/03/12	DIM. DAS MESAS	ESCALA	S/ESC.
			DES. Nº	04/09
			REV.	2



NOTAS:

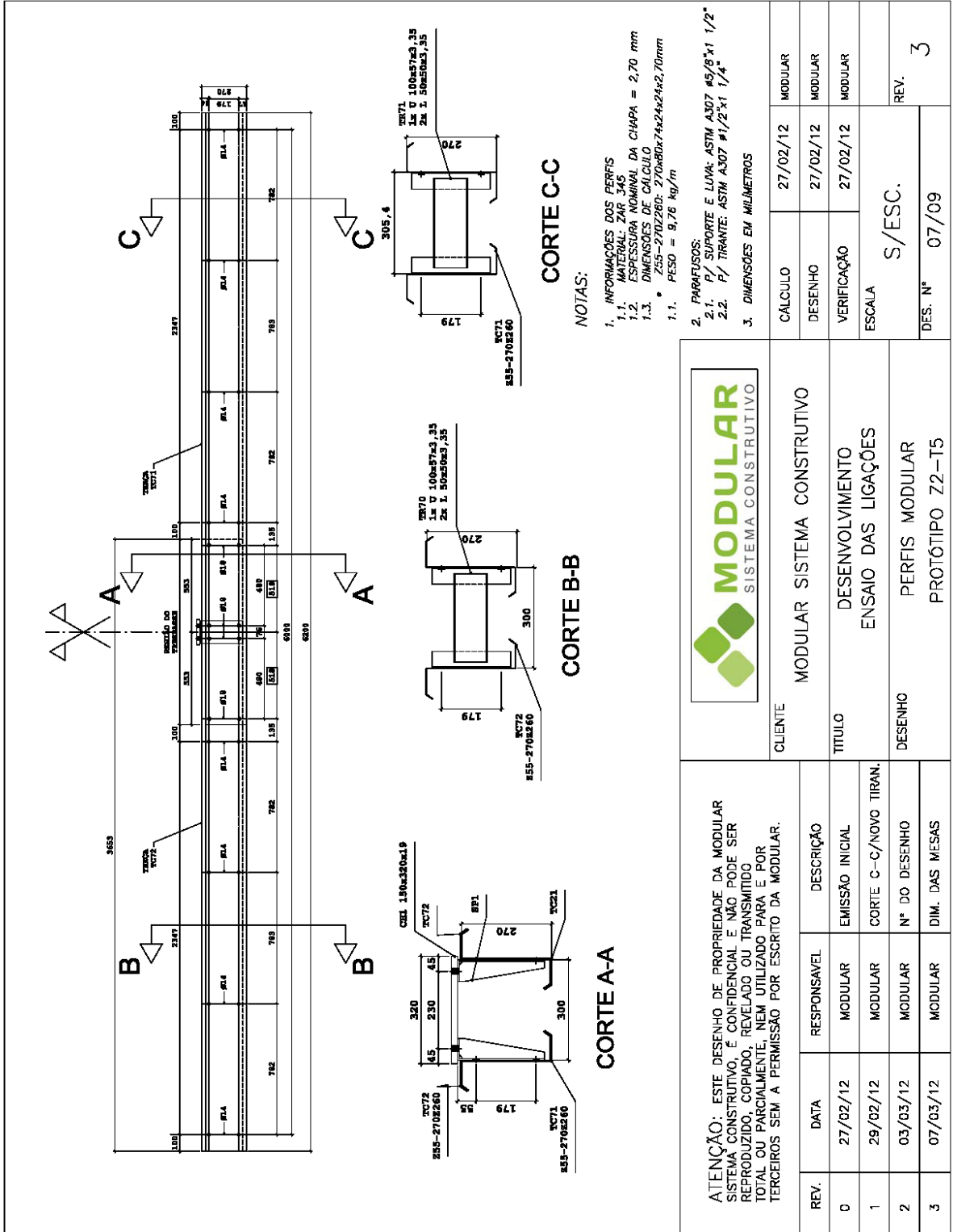
1. INFORMAÇÕES DOS PERFS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESSURA NOMINAL DA CHAPA = 2,70 mm
 - 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. PESO = 9,76 kg/m
2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LUVA: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS



ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, É CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.

REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO
0	27/02/12	MODULAR	EMIÇÃO INICIAL
1	29/02/12	MODULAR	NOME DO PROTÓTIPO
2	03/03/12	MODULAR	Nº DO DESENHO
3	07/03/12	MODULAR	DIM. DAS MESAS

CLIENTE	MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO	CÁLCULO	27/02/12	MODULAR
TÍTULO	DESENVOLVIMENTO ENSAIO DAS LIGAÇÕES	DESENHO	27/02/12	MODULAR
DESENHO	PERFIS MODULAR PROTÓTIPO Z2-C	VERIFICAÇÃO	27/02/12	MODULAR
		ESCALA	S/ESC.	
		DES. Nº	06/09	REV. 3



NOTAS:

1. INFORMAÇÕES DOS PERFIS
 - 1.1. MATERIAL: ZAR 345
 - 1.2. ESPESSURA NOMINAL DA CHAPA = 2,70 mm
 - 1.3. DIMENSÕES DE CÁLCULO
 - 1.1. PESO = 9,76 kg/m
2. PARAFUSOS:
 - 2.1. P/ SUPORTE E LUVA: ASTM A307 #5/8"x1 1/2"
 - 2.2. P/ TIRANTE: ASTM A307 #1/2"x1 1/4"
3. DIMENSÕES EM MILÍMETROS

ATENÇÃO: ESTE DESENHO DE PROPRIEDADE DA MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO, E CONFIDENCIAL E NÃO PODE SER REPRODUZIDO, COPIADO, REVELADO OU TRANSMITIDO TOTAL OU PARCIALMENTE, NEM UTILIZADO PARA E POR TERCEIROS SEM A PERMISSÃO POR ESCRITO DA MODULAR.

CLIENTE	MODULAR SISTEMA CONSTRUTIVO	
TÍTULO	DESENVOLVIMENTO ENSAIO DAS LIGAÇÕES	
DESENHO	PERFIS MODULAR	PROTÓTIPO Z2-T11

REV.	DATA	RESPONSÁVEL	DESCRIÇÃO	CÁLCULO	DESENHO	VERIFICAÇÃO	ESCALA	DES. N°	REV.
0	27/02/12	MODULAR	EMIÇÃO INICIAL	27/02/12	MODULAR	MODULAR			
1	29/02/12	MODULAR	CORTE C-C/NOVO TIRAN.	27/02/12	MODULAR	MODULAR			
2	03/03/12	MODULAR	N° DO DESENHO			S/ESC.			
3	07/03/12	MODULAR	DIM. DAS MESSAS					08/09	3

APÊNDICE A: Diagramas de esforços solicitantes internos à ligação

Para elaboração dos diagramas de esforços solicitantes é necessário determinar as forças nos parafusos, para tanto, considerou-se as hipóteses básicas do método vetorial de forças, quais sejam:

- O centro de rotação da ligação é coincidente com o centro do grupo de parafusos.
- A força nos parafusos é proporcional à distância entre o centro do parafuso e o centro geométrico da ligação.

No caso da ligação por transpasse, o centro de rotação, que coincide com o centro geométrico do grupo de parafusos, corresponde à seção central (meio vão). A ligação com luva possui dois centros de rotação, coincidentes com os centros geométricos do grupo de parafusos para cada terço. Para manter a generalidade da determinação dos esforços, no caso dos protótipos ensaiados, havia quatro parafusos ligando o aparato de aplicação de força no centro da ligação, e que não foram considerados no equilíbrio de forças. Essa simplificação pode ser realizada, uma vez que o raio de giro desses parafusos é muito menor que os dos parafusos externos, o que segundo as hipóteses assumidas, fornece forças de magnitude muito reduzidas, sendo o erro advindo da não consideração dessas forças, desprezível.

No caso de ligações diferentes das estudadas no presente trabalho, com mais parafusos, os diagramas apresentados nas Figuras B1 e B2, bem como as expressões apresentadas devem ser corrigidos.

Expressões para cálculo do momento

$$M_1 = \frac{P(2c - L_p)}{4}$$

$$M_2 = \frac{P(2c - L_p)}{4} - F_b d \sin \alpha$$

$$M_3 = F_b d \sin \alpha$$

$$M_4 = 2F_b d \sin \alpha + 2F_b L_p \cos \alpha$$

$$M_5 = \frac{PL}{4}$$

Expressões para cálculo da cortante

$$V_1 = \frac{P}{2}$$

$$V_2 = \frac{P}{2} - 2F_b \cos \alpha$$

$$V_3 = 2F_b \cos \alpha$$

$$F_b = \frac{Pc}{4\sqrt{d^2 + 4L_p^2}} \quad \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{d}{2L_p}\right)$$

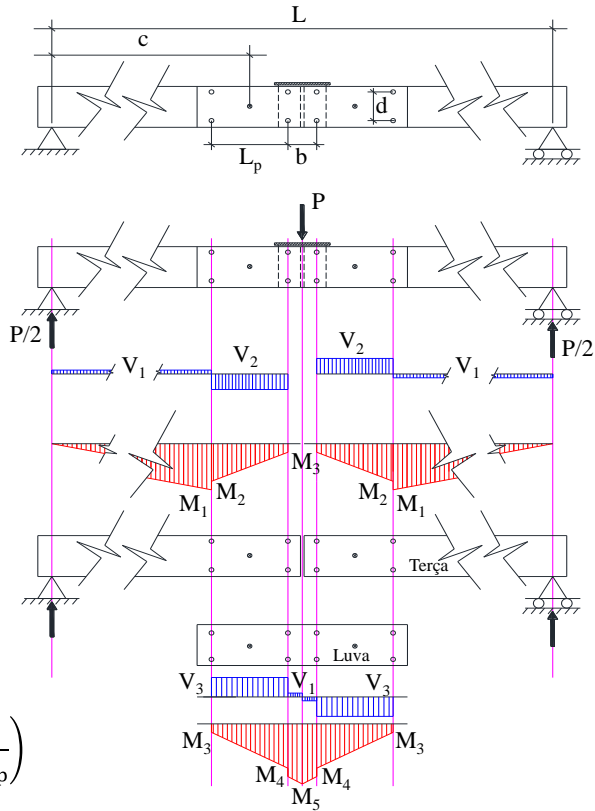


Figura B1: Diagrama de esforços internos à ligação no caso de ligações por luva.

Expressões para cálculo do momento

$$M_1 = \frac{P(L - L_p)}{4}$$

$$M_2 = \frac{P(L - L_p)}{4} - F_b d \sin \alpha$$

$$M_3 = \frac{PL}{8}$$

$$M_4 = F_b d \sin \alpha$$

Expressões para cálculo da cortante

$$V_1 = \frac{P}{2}$$

$$V_2 = \frac{P}{2} - 2F_b \cos \alpha$$

$$V_3 = 2F_b \cos \alpha$$

$$F_b = \frac{PL}{8\sqrt{d^2 + 4L_p^2}} \quad \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{d}{2L_p}\right)$$

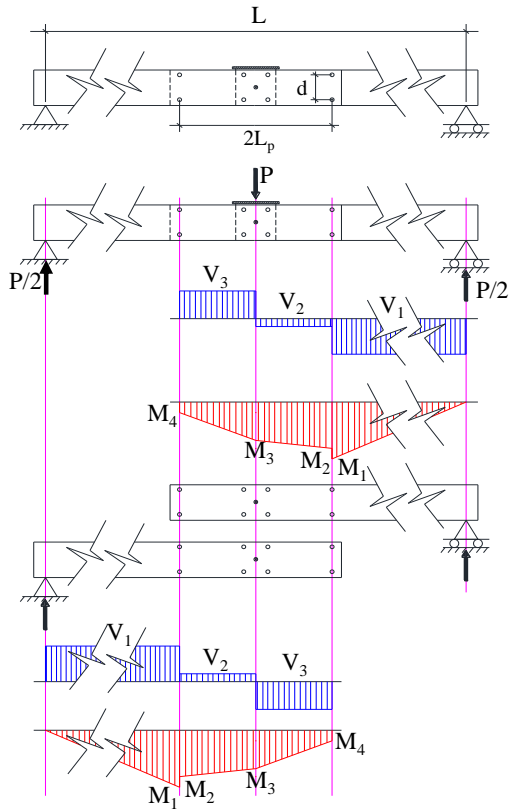


Figura B2: Diagrama de esforços internos à ligação no caso de ligações por transpasse.

APÊNDICE B: *Scripts* dos modelos numéricos ANSYS

Script 1: Terça totalmente livre (Flexão oblíqua):

```
/Filname, secaoZ livre Livre
```

```
/Title, Geometria
```

```
/units,SI
```

```
*AFUN,DEG
```

```
!!!Determinação dos parametros geometricos!!!
```

```
Exx=200000
```

```
Fy=350
```

```
Fu=450
```

```
h=270
```

```
bw=77
```

```
enr=22
```

```
alfa=55
```

```
tn=1.75
```

```
ndiv=200
```

```
canto=1 !!!Manter uma proporcao entre os elementos de maneira a ficarem quadrados!!!
```

```
lado=30
```

```
vao=6200
```

```
in=100
```

```
topo=90
```

```
baixo=-90
```

```
vao=6200
```

```
/prep7
```

```
!Gerando os nos da secao
```

```
k,1,0,(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))
```

```
k,2,0,(0.5*h-0.5*tn),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))
```

```
k,3,0,(0.5*h-0.5*tn),0
```

```
k,4,0,0,0
```

```
k,5,0,-(0.5*h-0.5*tn),0
```

```
k,6,0,-(0.5*h-0.5*tn),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))
```

```
k,7,0,-(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))
```

```
k,8,0,topo,0
```

```
k,9,0,baixo,0
```

```
k,10,in,topo,0
```

```
k,11,vao-in,topo,0
```

```
k,12,vao,topo,0
```

```
!Linhas de esqueleto retas
```

```
L,1,2
```

```
L,2,3
```

```
L,3,8      !Linhas 1,2,3,4,5,6,7,8
```

```
L,8,4
```

```
L,4,9
```

```
L,9,5
```

```
L,5,6
```

```
L,6,7
```

```
!Criando as linhas curvas
```

```
Lfillt,1,2,1.5*tn
```

```
Lfillt,2,3,1.5*tn      !Linhas curvas 9,10,11,12
```

```
Lfillt,6,7,1.5*tn
```

```
Lfillt,7,8,1.5*tn
```

```
L,8,10      !Criando as linhas para extrusao, L13,L14 e L15
```

```
L,10,11
```

```
L,11,12
```

```
/pnum,line,1
```

```
LPLOT
```

```
LSEL,,LINE,,1,15
```

```
/View,1,1,1,1
```

```
/ANGLE,1
```

```
adrag,all,,,,,13,14,15      !Extrudando o modelo para gerar o 3D
```

APLOT

LSEL,,LOC,Y,topo

LPLLOT

LDELE,ALL,,1 !Apagando a linha de extrusao

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!Definindo os atributos de elementos finitos!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

ET,1,SHELL181 !Definindo o elemento

SECTYPE,1,SHELL,,Z1-N !Definindo uma seção transversal

MP,EX,1,Exx !Propriedades de material

MP,PRXY,1,0.3

Secdata,tn,1 !Associando a espessura e o material ao elemento e seção

!!!Meshing!!!

/TITLE,Malha

AATT,1,,1,1 !Associando os atributos anteriores às areas do modelo sem mesh

MSHAPE,,2D !Forma do elemento - quadrilateral - e meshing area

MSHKEY,1 !Tipo de malha - mapeada (eu defino a largura dos elementos)

AESIZE,ALL,lado

ASEL,,AREA,,ALL

APLOT

AMESH,ALL !Gerar malha em todas as areas

/VIEW,,1,1,1 !Vista isometrica

/ANGLE,1

Save

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!!!!!!!!!!Aplicando os carregamentos e condicoes de contorno!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

```

/SOLU
ANTYPE,STATIC
/TITLE, Condicoes de contorno

```

```

GPLOT

```

```

!!!Força distribuida na Linha Neutra!!!

```

```

LSEL,,LOC,Y,0
LPLOT      !Replota as linhas
LSEL,U,LOC,X,-1,in-1
LPLOT
LSEL,U,LOC,X,vao-in+1,vao
LPLOT
NSLL,,1
F,ALL,FY,-100/ndiv
/PBC,F,,1      !Liga os simbolos de Forças aplicadas

```

```

ASEL,ALL
APLOT

```

```

!!!Condições de vinculação dos apoios!!!

```

```

NSEL,,LOC,X,vao/2  !Seleciona os nos da seção central
D,ALL,UX
NPLOT

```

```

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!Selecionando os nos dos apoios!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

```

```

NSEL,ALL
NSEL,R,LOC,X,in,vao-in  !Dentro desta seleção restringe aos nós entre os apoios
NSEL,U,LOC,X,in+1,vao-in-1  !Retira os nós intermediários aos apoios
D,ALL,UY
D,ALL,UZ
NPLOT

```

```

ALLSEL
/PBC,U,,1      !Liga os simbolos de vinculacoes
/PBC,F,,1

```

GPLOT

SAVE

/Title, resultados

SOLVE !Resolve o sistema

SAVE

/POST1

PLNSOL,S,X

NSEL,,LOC,X,vao/2

NSEL,U,LOC,Y,-h/2+1,h/2-1

NSEL,U,LOC,Z,-bw+2*tn,-2*tn-1

NSEL,U,LOC,Z,2*tn+1,bw-2*tn-1

NPLOT

/PNUM,NODE,1

PRNSOL,S,COMP

Script 2: Terça totalmente restringida lateralmente (Flexão simples):

/Filename, secaoZ Restringida

/Title, Geometria

/units,SI

*AFUN,DEG

!!!Determinação dos parametros geometricos!!!

Exx=200000

Fy=350

Fu=450

h=270

bw=77

enr=22

alfa=55

tn=1.75

ndiv=200

canto=1 !!!Manter uma proporcao entre os elementos de maneira a ficarem quadrados!!!

lado=30

vao=6200

in=100

topo=90

baixo=-90

vao=6200

/prep7

!Gerando os nos da secao

k,1,0,(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))

k,2,0,(0.5*h-0.5*tn),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))

k,3,0,(0.5*h-0.5*tn),0

k,4,0,0,0

k,5,0,-(0.5*h-0.5*tn),0

k,6,0,-(0.5*h-0.5*tn),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))

k,7,0,-(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))

k,8,0,topo,0

k,9,0,baixo,0

k,10,in,topo,0

k,11,vao-in,topo,0

k,12,vao,topo,0

!Linhas de esqueleto retas

L,1,2

L,2,3

L,3,8 !!!Linhas 1,2,3,4,5,6,7,8

L,8,4

L,4,9

L,9,5

L,5,6

L,6,7

!Criando as linhas curvas

```
Lfillt,1,2,1.5*tn
Lfillt,2,3,1.5*tn    !Linhas curvas 9,10,11,12
Lfillt,6,7,1.5*tn
Lfillt,7,8,1.5*tn
```

```
L,8,10  !Criando as linhas para extrusao, L13,L14 e L15
L,10,11
L,11,12
```

```
/pnum,line,1
LPLOT
```

```
LSEL,,LINE,,1,15
```

```
/View,1,1,1,1
/ANGLE,1
```

```
adrag,all,,,,,13,14,15    !Extrudando o modelo para gerar o 3D
```

```
APLOT
```

```
LSEL,,LOC,Y,topo
LPLOT
LDELETE,ALL,,1    !Apagando a linha de extrusao
```

```
!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
!!!Definindo os atributos de elementos finitos!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
```

```
ET,1,SHELL181    !Definindo o elemento
SECTYPE,1,SHELL,,Z1-N    !Definindo uma seção transversal
```

```
MP,EX,1,Exx    !Propriedades de material
MP,PRXY,1,0.3
```

```
Secdata,tn,1    !Associando a espessura e o material ao elemento e seção
```

```
!!!Meshing!!!
```

/TITLE,Malha

AATT,1,,1,1 !Associando os atributos anteriores às areas do modelo sem mesh

MSHAPE,,2D !Forma do elemento - quadrilateral - e meshing area

MSHKEY,1 !Tipo de malha - mapeada (eu defino a largura dos elementos)

AESIZE,ALL,lado

ASEL,,AREA,,ALL

APLOT

AMESH,ALL !Gerar malha em todas as areas

/VIEW,,1,1,1 !Vista isometrica

/ANGLE,1

Save

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!Aplicando os carregamentos e condicoes de contorno!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

/SOLU

ANTYPE,STATIC

/TITLE, Condicoes de contorno

GPLOT

!!!Força distribuida na Linha Neutra!!!

LSEL,,LOC,Y,0

LPLOT !Replota as linhas

LSEL,U,LOC,X,-1,in-1

LPLOT

LSEL,U,LOC,X,vao-in+1,vao

LPLOT

NSLL,,1

F,ALL,FY,-100/ndiv

/PBC,F,,1 !Liga os simbolos de Forças aplicadas

ASEL,ALL

APLOT

!!!Condições de vinculação dos apoios!!!

NSEL,,LOC,X,vao/2 !Seleciona os nos da seção central

D,ALL,UX

NPLOT

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!Selecionando os nos dos apoios!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

NSEL,ALL

NSEL,R,LOC,X,in,vao-in !Dentro desta seleção restringe aos nós entre os apoios

NSEL,U,LOC,X,in+1,vao-in-1 !Retira os nós intermediários aos apoios

D,ALL,UY

D,ALL,UZ

NPLOT

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!Restringindo os nos da linha neutra!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

NSEL,ALL

NSEL,,LOC,Y,0

NSEL,R,LOC,Z,0

D,ALL,UZ

NPLOT

ALLSEL

/PNUM,LINE,0

/PBC,U,,1 !Liga os simbolos de vinculacoes

/PBC,F,,1

GPLOT

SAVE

/Title, resultados

SOLVE !Resolve o sistema

SAVE

```
/POST1
```

```
PLNSOL,S,X
```

```
NSEL,,LOC,X,vao/2
```

```
NSEL,U,LOC,Y,-h/2+1,h/2-1
```

```
NSEL,U,LOC,Z,-bw+2*tn,-2*tn-1
```

```
NSEL,U,LOC,Z,2*tn+1,bw-2*tn-1
```

```
NPLOT
```

```
/PNUM,NODE,1
```

```
PRNSOL,S,COMP
```

Script 3: Terça com travamento lateral:

```
/Filename, secaoZ 1Travamento
```

```
/Title, Geometria
```

```
/units,SI
```

```
*AFUN,DEG
```

```
!!!Determinação dos parametros geometricos!!!
```

```
Exx=200000
```

```
Fy=350
```

```
Fu=450
```

```
h=270
```

```
bw=77
```

```
enr=22
```

```
alfa=55
```

```
tn=1.75
```

```
ndiv=200
```

```
canto=1 !!!Manter uma proporcao entre os elementos de maneira a ficarem quadrados!!!
```

```
lado=30
```

```
vao=6200
```

```
in=100
```

```
topo=90
```

```
baixo=-90
```

vao=6200

/prep7

!Gerando os nos da secao

k,1,0,(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))

k,2,0,(0.5*h-0.5*tn),-(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))

k,3,0,(0.5*h-0.5*tn),0

k,4,0,0,0

k,5,0,-(0.5*h-0.5*tn),0

k,6,0,-(0.5*h-0.5*tn),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2))

k,7,0,-(0.5*h-0.5*tn-(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*SIN(alfa)),(bw-0.5*tn-0.5*tn*TAN(alfa/2)+(enr-0.5*tn*TAN(alfa/2))*COS(alfa))

k,8,0,topo,0

k,9,0,baixo,0

k,10,in,topo,0

k,11,vao-in,topo,0

k,12,vao,topo,0

!Linhas de esqueleto retas

L,1,2

L,2,3

L,3,8 !Linhas 1,2,3,4,5,6,7,8

L,8,4

L,4,9

L,9,5

L,5,6

L,6,7

!Criando as linhas curvas

Lfillt,1,2,1.5*tn

Lfillt,2,3,1.5*tn !Linhas curvas 9,10,11,12

Lfillt,6,7,1.5*tn

Lfillt,7,8,1.5*tn

L,8,10 !Criando as linhas para extrusao, L13,L14 e L15

L,10,11

L,11,12

/pnum,line,1

LPLOT

LSEL,,LINE,,1,15

/View,1,1,1,1

/ANGLE,1

adrag,all,,,,,13,14,15 !Extrudando o modelo para gerar o 3D

APLOT

LSEL,,LOC,Y,topo

LPLOT

LDELETE,ALL,,,1 !Apagando a linha de extrusao

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!Definindo os atributos de elementos finitos!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

ET,1,SHELL181 !Definindo o elemento

SECTYPE,1,SHELL,,Z1-N !Definindo uma seção transversal

MP,EX,1,Exx !Propriedades de material

MP,PRXY,1,0.3

Secdata,tn,1 !Associando a espessura e o material ao elemento e seção

!!!Meshing!!!

/TITLE,Malha

AATT,1,,1,,1 !Associando os atributos anteriores às areas do modelo sem mesh

MSHAPE,,2D !Forma do elemento - quadrilateral - e meshing area

MSHKEY,1 !Tipo de malha - mapeada (eu defino a largura dos elementos)

AESIZE,ALL,lado

ASEL,,AREA,,ALL

APLOT

AMESH,ALL !Gerar malha em todas as areas

/VIEW,,1,1,1 !Vista isometrica

/ANGLE,1

Save

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!Aplicando os carregamentos e condicoes de contorno!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

/SOLU

ANTYPE,STATIC

/TITLE, Condicoes de contorno

GPLOT

!!!Força distribuida na Linha Neutra!!!

LSEL,,LOC,Y,0

LPLOT !Replota as linhas

LSEL,U,LOC,X,-1,in-1

LPLOT

LSEL,U,LOC,X,vao-in+1,vao

LPLOT

NSLL,,1

F,ALL,FY,-100/ndiv

/PBC,F,,1 !Liga os simbolos de Forças aplicadas

ASEL,ALL

APLOT

!!!Condições de vinculação dos apoios!!!

NSEL,,LOC,X,vao/2 !Seleciona os nos da seção central

D,ALL,UX

NPLOT

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!Selecionando os nos dos apoios!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

NSEL,ALL

NSEL,R,LOC,X,in,vao-in !Dentro desta seleção restringe aos nós entre os apoios

NSEL,U,LOC,X,in+1,vao-in-1 !Retira os nós intermediários aos apoios

D,ALL,UY

D,ALL,UZ

NPLOT

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!Restringindo os nos dos travamentos!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

NSEL,ALL

NSEL,R,LOC,X,vao/2

D,ALL,UZ

NPLOT

ALLSEL

/PNUM,LINE,0

/PBC,U,,1 !Liga os simbolos de vinculacoes

/PBC,F,,1

GPLOT

SAVE

/Title, resultados

SOLVE !Resolve o sistema

SAVE

/POST1

PLNSOL,S,X

NSEL,,LOC,X,vao/2

NSEL,U,LOC,Y,-h/2+1,h/2-1

NSEL,U,LOC,Z,-bw+2*tn,-2*tn-1

NSEL,U,LOC,Z,2*tn+1,bw-2*tn-1

NPLOT

/PNUM,NODE,1

PRNSOL,S,COMP

APÊNDICE C: Detalhe de posicionamento e numeração da instrumentação

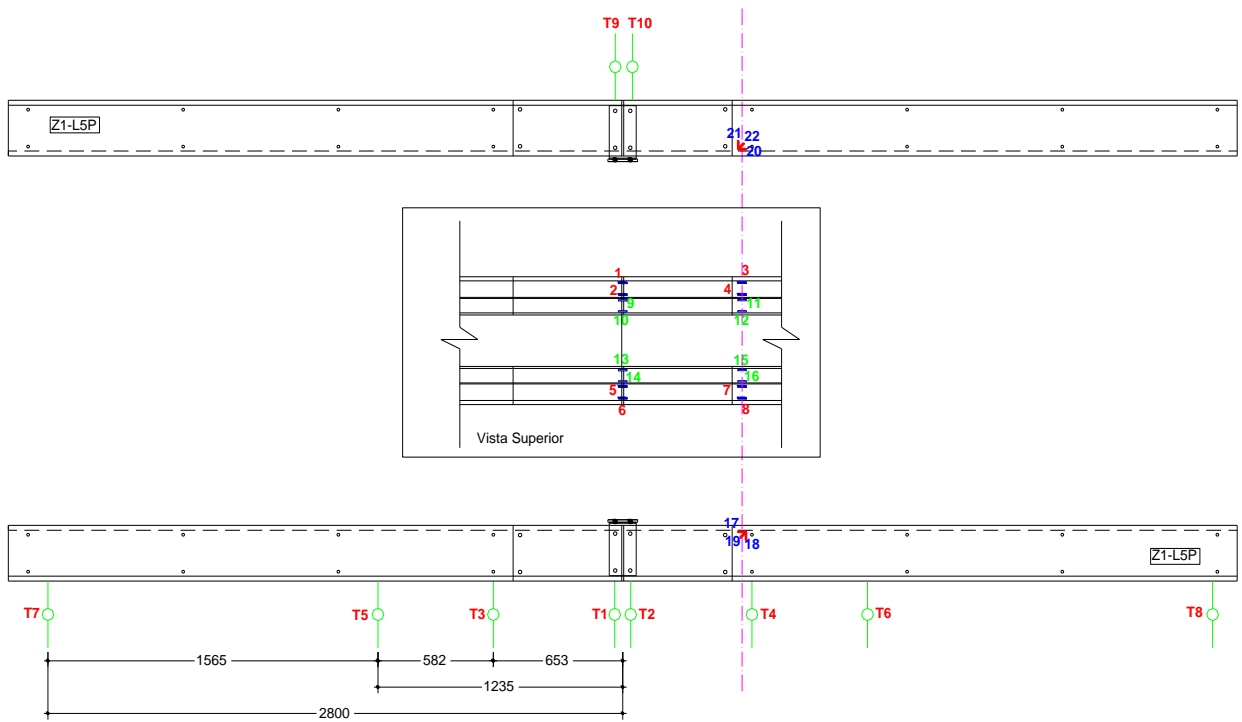


Figura C.1 – Ensaio piloto (protótipo Z1-L5P).

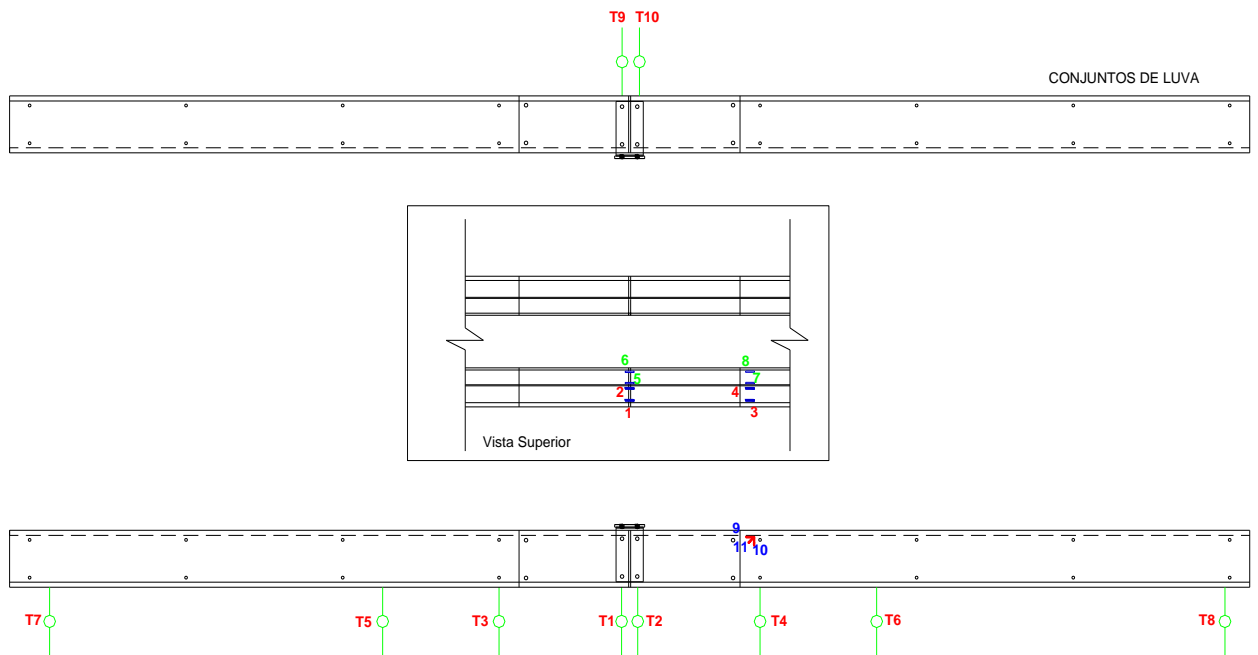


Figura C.2 – Protótipos com luva.

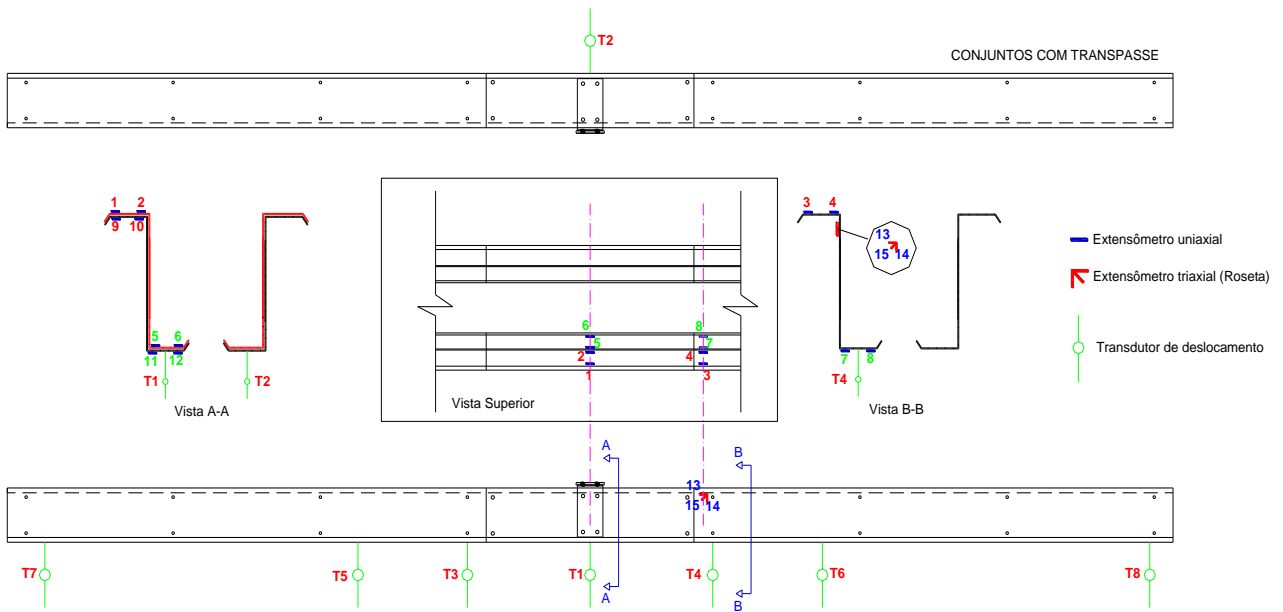
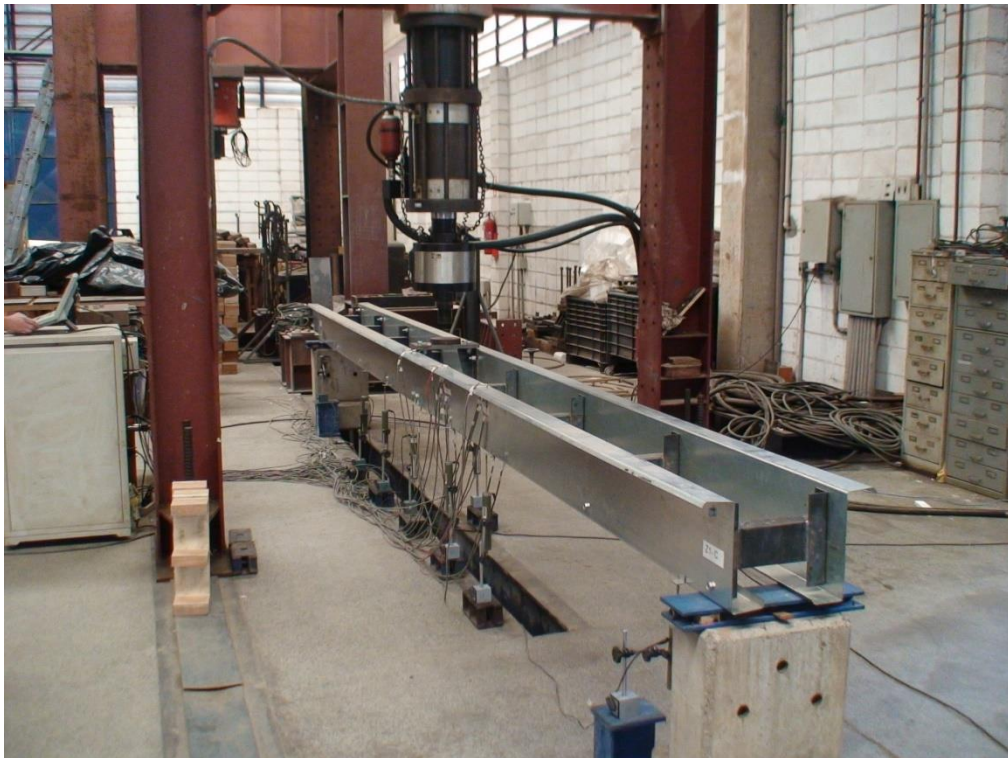


Figura C.3 – Protótipos com transpasse.

APÊNDICE D: Fotos dos ensaios**Foto 2** – Visão geral do ensaio.**Foto 3** – Detalhe do sistema de aquisição dos dados.

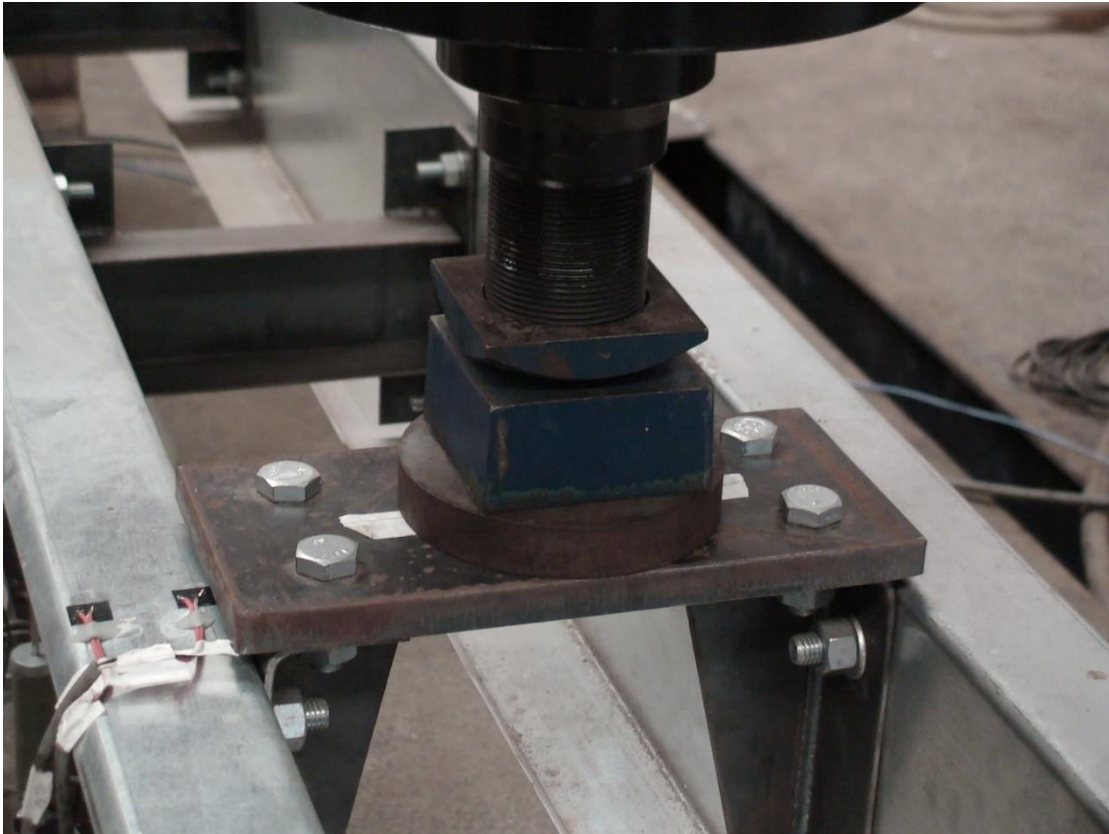


Foto 4 – Detalhe do aparato de aplicação de força e da rótula sob o pistão.

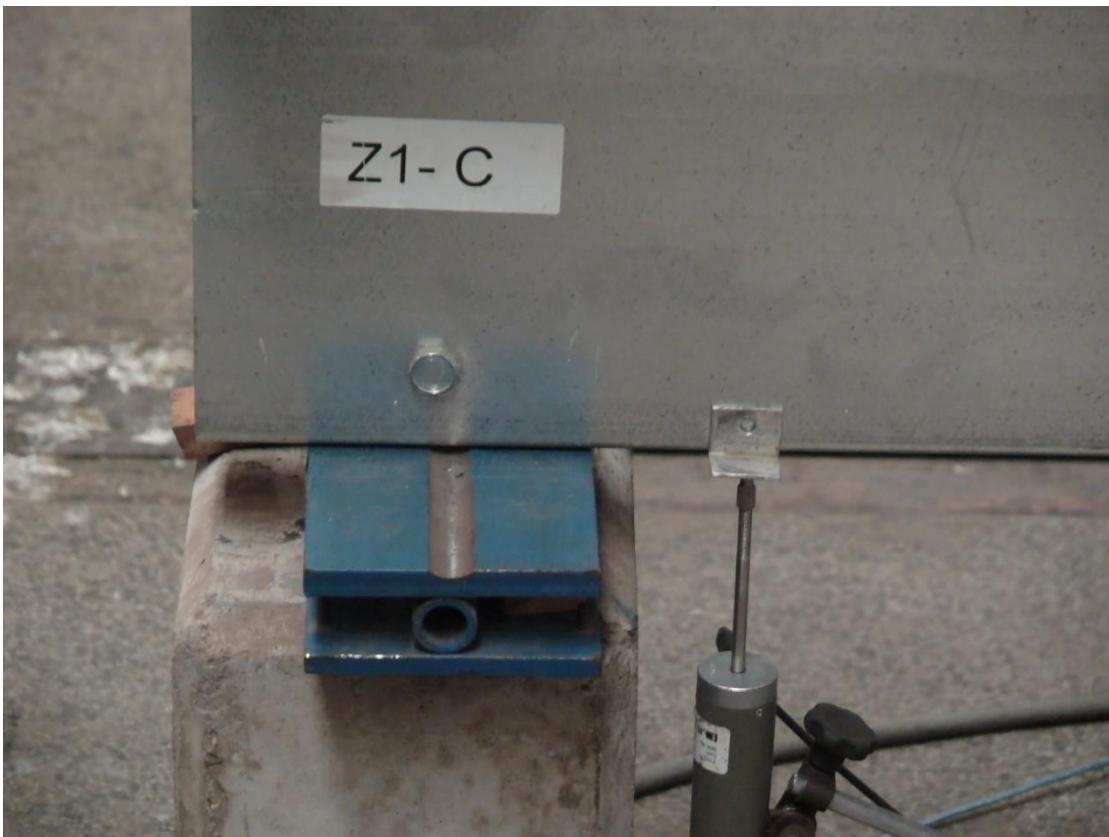


Foto 5 – Detalhe do aparelho de apoio e do transdutor de apoio.

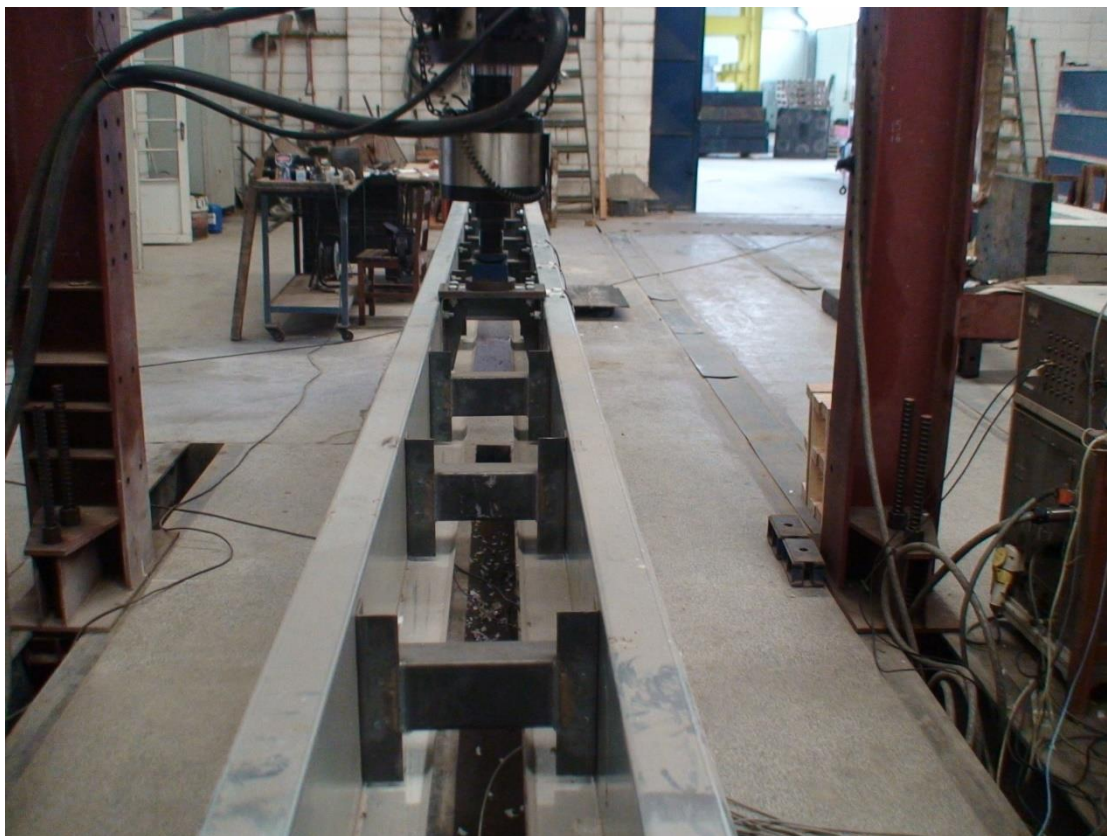


Foto 6 – Detalhe dos intertravamentos laterais para evitar instabilidades globais.



Foto 7 – Detalhe do modo de falha do protótipo Z1-C (modo distorcional).

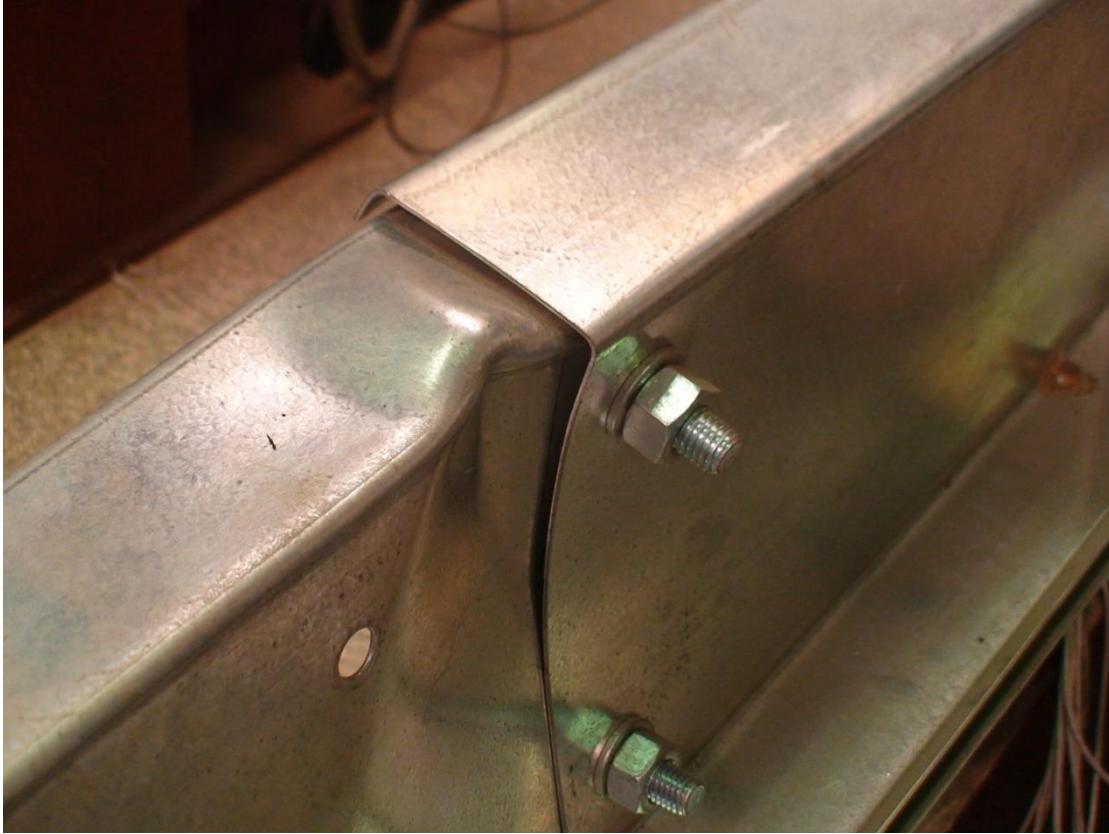


Foto 8 – Detalhe do modo de falha do protótipo Z1-L5 (modo distorcional-local).

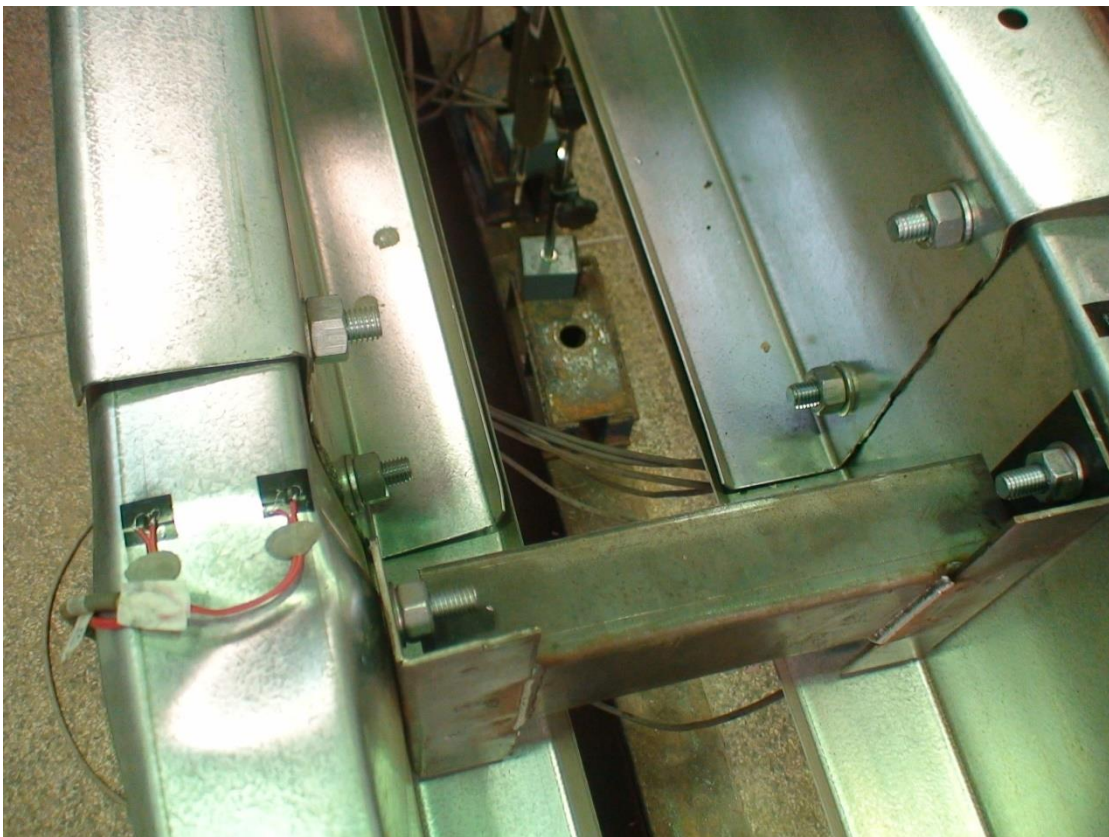


Foto 9 – Detalhe do modo de falha do protótipo Z1-L5P (modo distorcional-local). Notar que o local de falha coincide com o travamento mais próximo.



Foto 10 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z1-T5 (modo distorcional-local).

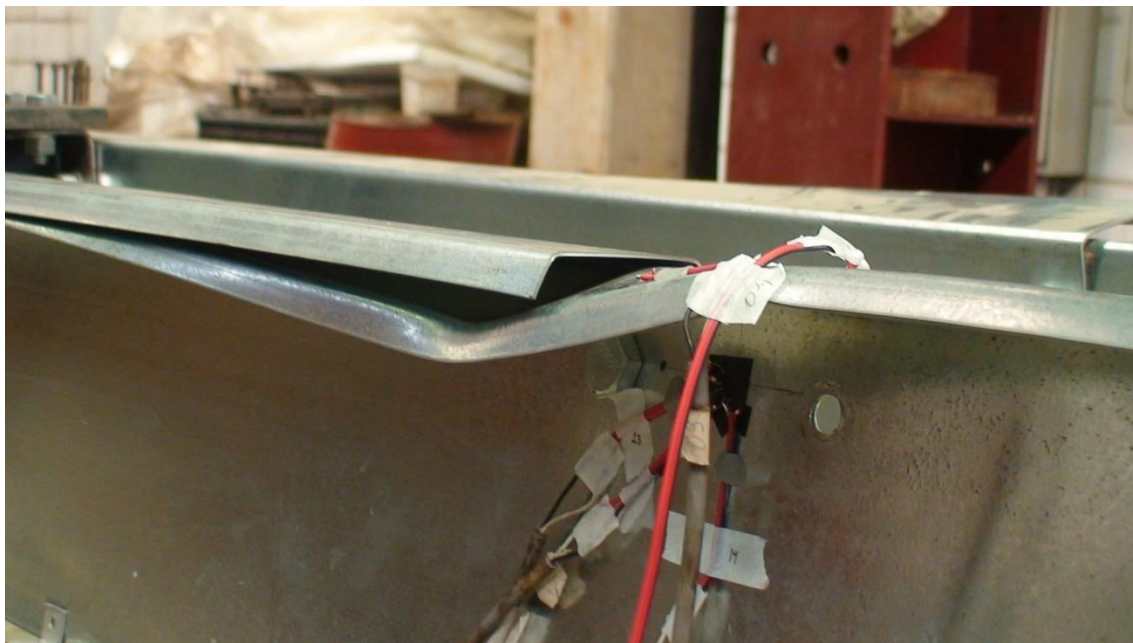


Foto 11 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z1-T11 (modo distorcional).



Foto 12 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z2-C (modo distorcional).

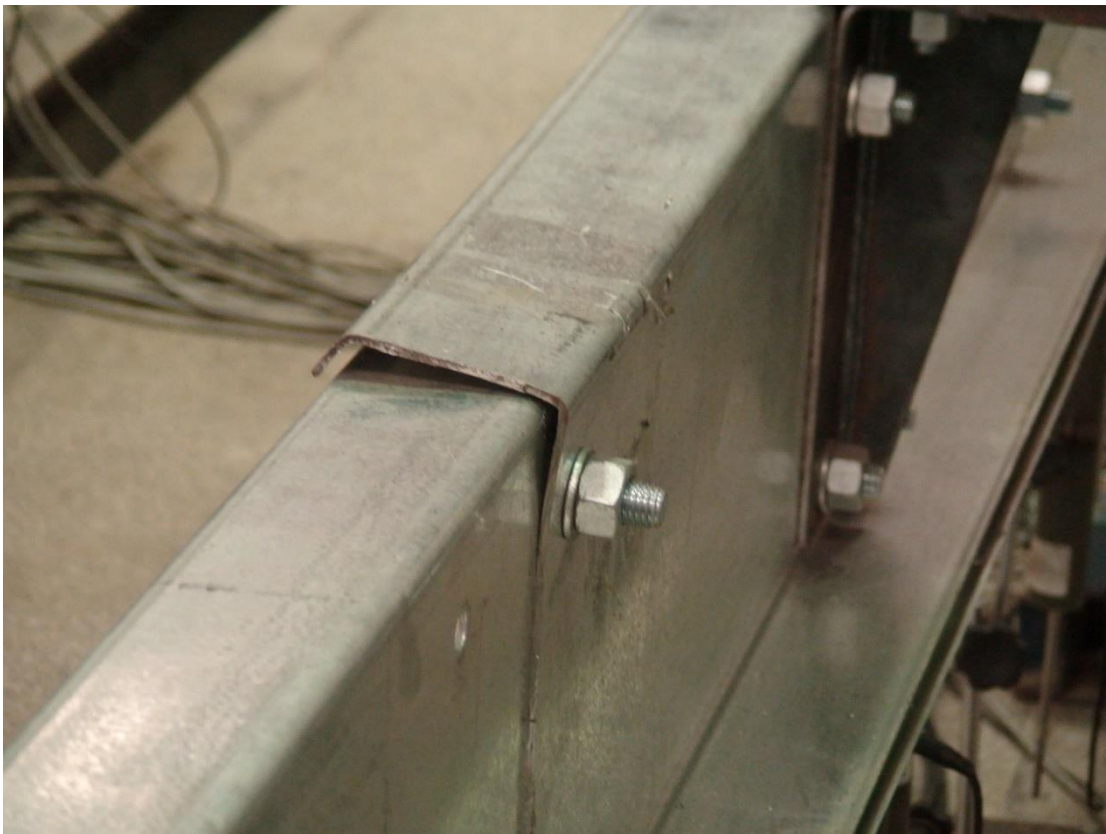


Foto 13 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z2-L5 (modo distorcional da luva).

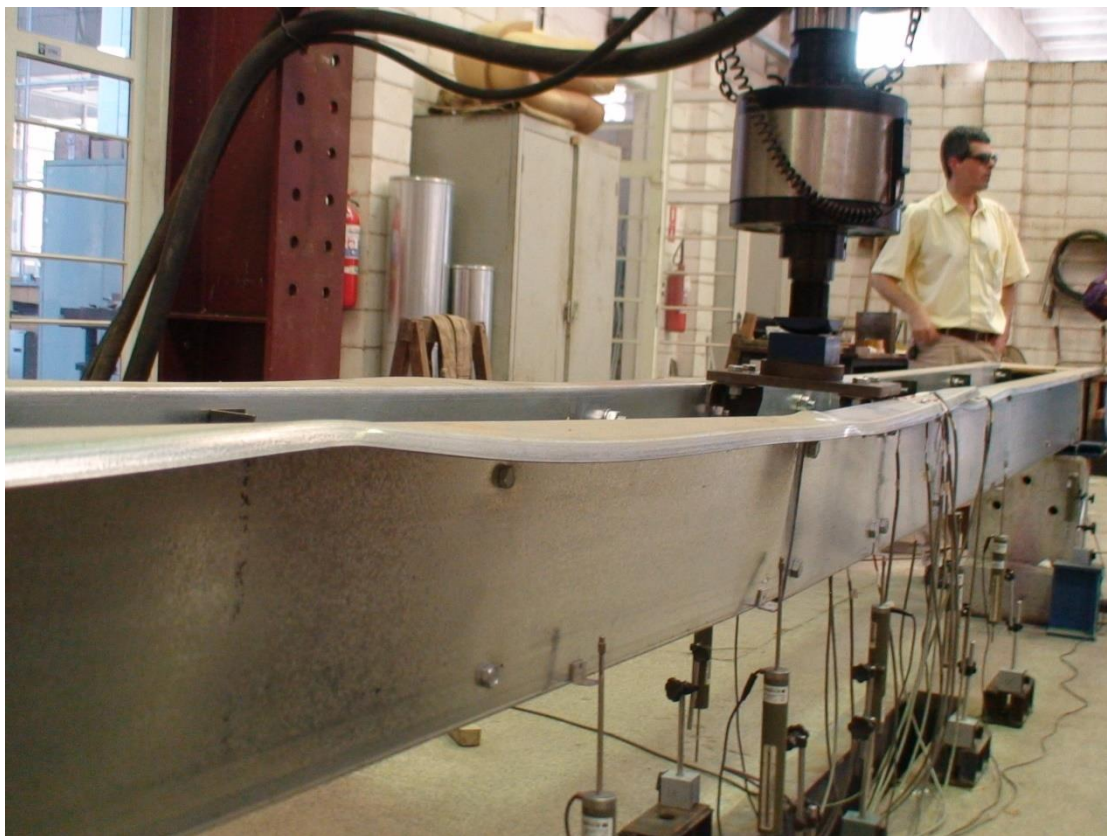


Foto 14 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z2-T5 (modo distorcional-local).



Foto 15 - Detalhe do modo de falha do protótipo Z2-T11 (modo distorcional).