

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Rodrigo Cunha Sarubi**

**Análise Numérica de um Perfil  
de Telha Zipada**

**2012**

**Rodrigo Cunha Sarubi**

## **Análise Numérica de um Perfil de Telha Zipada**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Co-Orientador: Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues

Belo Horizonte  
2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

## **Análise Numérica de um Perfil de Telha Zipada**

**Rodrigo Cunha Sarubi**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

---

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES-UFMG - (Orientador)

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES-UFMG - (Co-Orientador)

---

Prof. Dr. Armando César Campos Lavall  
DEES-UFMG

---

Prof. Dr. Maximiliano Malite  
EESC-USP

Belo Horizonte, 01 de fevereiro de 2012.

## **DEDICATÓRIA**

*Dedico esse trabalho aos meus pais,  
Eduardo Henrique Lessa Sarubi (In  
memorian) e Heloisa Caldas Cunha.*

## **AGRADECIMENTOS**

A elaboração deste trabalho não teria sido possível sem a colaboração, estímulo e empenho de diversas pessoas. Gostaria de expressar toda a minha gratidão e apreço a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para que este sonho se realizasse. A todos quero manifestar os meus sinceros agradecimentos.

Agradeço a Deus, pela força para seguir em frente nos momentos difíceis e por iluminar o meu caminho.

A todos os meus familiares, em especial meus pais, Eduardo Henrique Lessa Sarubi (*In memorian*) exemplo de vida e de conduta profissional a quem espelho meus passos, e Heloisa Caldas Cunha, pelo amor incondicional e apoio em todas as fases da minha vida. Às minhas irmãs Juliana, Flávia e Helena pelo carinho, confiança e incentivo. Flávia, obrigado pelo seu apoio! À minha sobrinha Bruninha e meus afilhados Vivi e Pedrinho pelo amor e carinho. Aos meus cunhados Maurício, Jamerson, Carlão e familiares pelo incentivo e amizade.

À Thaissa, pelo amor, companheirismo, incentivo, compreensão, dedicação e paciência. E às famílias Rabelo e Leal pelo carinho com o qual me acolheram.

Ao meu orientador prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas e ao meu coorientador prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues, pela paciência, confiança, compreensão, amizade e pelas contribuições para meu aprendizado.

Ao coordenador do programa de pós-graduação da Escola de Engenharia da UFMG, prof. Dr. José Ricardo Queiroz Franco, pela oportunidade e confiança.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, pela contribuição para a minha formação acadêmica.

Aos colegas de mestrado, faculdade e amigos pelo companheirismo durante toda a jornada, em especial ao Frederico, Eduardo e Renan.

## SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO .....	11
1.1. Sistema de Telhas Zipadas .....	11
1.2. Objetivo.....	19
1.3. Justificativa.....	20
1.4. Metodologia.....	20
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	21
2.1. Generalidades .....	21
2.2. Modos de Flambagem.....	23
2.3. Critérios Utilizados para Dimensionamento e Projeto de Coberturas .....	26
2.4. Comportamento Estrutural de Coberturas Metálicas - Testes Experimentais.....	35
2.5. Resistência à Flexão de perfis de telhas zipadas .....	38
2.6. Análises Numéricas de Sistemas de Telhas Zipadas através do MEF.....	44
CAPÍTULO 3. DEFINIÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	54
3.1. Modelo inicial e estudo da malha .....	56
3.2. Modelos com aproximação da zipagem.....	58
3.3. Modelos Finais Validados .....	62
CAPÍTULO 4. DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	72
4.1. Modelos Numéricos Representativos.....	75
4.2. Apresentação dos Resultados .....	86
CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES .....	94
5.1. Generalidades.....	94
5.2. Sobre os resultados obtidos .....	95
5.3. Sugestão para estudos futuros.....	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
TELHAS SEM REVESTIMENTO.....	102

## RESUMO

As telhas zipadas são elementos estruturais e de vedação utilizados principalmente para cobertura de edificações. São normalmente fabricadas no canteiro de obras sem limites de comprimento e sua fixação é realizada por meio de cliques especiais encaixados nas emendas laterais das telhas sem perfurá-las. Por esses motivos, as coberturas executadas utilizando telhas zipadas oferecem maior proteção contra infiltração de água, mesmo com pequenas inclinações. Entretanto, devido à complexidade das emendas entre os perfis, é necessário um melhor entendimento sobre o comportamento desses telhados, principalmente quando submetidos à ação do vento (sucção).

Neste trabalho foram desenvolvidos dois modelos numéricos para análise do comportamento desses perfis submetidos à ação de pressões similares à sucção provocada pela ação do vento. Esses modelos foram usados para a realização de trinta e duas análises considerando-se as dimensões de um perfil de telha zipada, com a variação dos espaçamentos entre apoios, espessura e duas diferentes propriedades mecânicas para o material. Os modelos foram desenvolvidos utilizando o método dos elementos finitos para análise não linear com o auxílio do programa comercial Abaqus.

Os resultados foram comparados com resultados experimentais e também analíticos, encontrados na literatura de acordo com normas americanas e conforme relatórios do fabricante do perfil RW 65. Também foram realizadas comparações dos resultados obtidos aplicando-se as prescrições das normas técnicas brasileiras para o estado limite de serviço, neste caso, flecha máxima admissível.

Os resultados das análises também foram comparados entre si para identificar a influência da variação do vão, espessura e material. Tal comparação mostrou que a variação dos parâmetros acima citados não gerou mudanças significativas nos resultados quando os modelos estavam carregados no regime elástico. Entretanto quando o modelo entra no regime plástico, a mudança das propriedades do material se torna mais expressiva.

Comparações com estudos analíticos mostram grandes variações nos estados limites de utilização e último devido às simplificações adotadas para as propriedades efetivas das seções dos modelos. No caso de comparações com modelo experimental, existem limitações para se afirmar uma relação entre experimental e numérico, uma vez que o modelo experimental considerado apresenta diferenças geométricas em relação ao numérico.



**Palavras-chave:** Telhas zipadas; análise não-linear; análise numérica; elementos finitos.

## ABSTRACT

The standing seam roof panels are structural and sealing elements mainly used to cover buildings. They are usually made at the construction site with unlimited length. Their fastening are performed using special clips located between the legs from two adjacent panels. The clips are fixed directly at the purlins without punching at the roof panels. For these reasons, the roof tiles performed using standing seam roofing offer greater protection against water, even at small slopes. However, due to the complexity of the seams between the profiles, a better understanding about the structural behavior of these systems is necessary, Especially when subjected to wind loads (uplift).

In this work two numerical models were developed to analyze the behavior of these profiles submitted to wind loads. These models were used to perform thirty-two analyses considering the dimensions of the standing seam profile model RW 65, with different spans, thickness and two different mechanical properties for the materials. The models were developed using the finite element method for nonlinear analysis with the help of commercial software Abaqus.

The results were compared with experimental results found in the literature, obtained in accordance with UL 580 (Underwriters Laboratories Inc., 1989) and analytical computations (AISI, 1980) according to manufacturer's RW 65 profile reports. Also we compared the results obtained by applying the requirements of ABNT NBR 8800:2008 for the limit state, in this case, the maximum allowable deflection.

The test results also were compared to identify the influence of the variation of the span, thickness and material. Such comparison showed that the variation of the parameters mentioned above did not generate significant change in the results when the models were loaded elastically. However, when the model enters the plastic behavior, the change in the material properties becomes more significant. Comparisons with analytical studies show large variations in limit states and ultimate due to the simplifications adopted to the effective properties of the sections of the models. In the case of comparisons with experimental model, there are limitations to affirm a relationship between experimental and numerical since the experimental model considered has geometric differences with respect to the numerical model.

**Keywords:** standing seam roof panel, non-linear analysis, numerical analysis, finite elements method.

## CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Sistema de Telhas Zipadas

As telhas são elementos estruturais utilizados para a cobertura de edificações oferecendo proteção contra ação de água ou vento, intempéries e um bom desempenho do telhado.

Existem diversos tipos de telhas com variações de forma ou dos materiais utilizados na sua fabricação. Dentre as mais utilizadas destacam-se as telhas metálicas, principalmente em empreendimentos industriais ou de grande porte devido a seu baixo custo aliado ao seu peso reduzido, que proporciona economia significativa na concretização dos projetos.

Dentre as telhas metálicas, é bastante comum a utilização das telhas onduladas ou trapezoidais, também chamadas de convencionais, e nos últimos anos, as telhas zipadas.

O termo telhas zipadas, proveniente do termo *standing seam roofing*, como é denominado internacionalmente, é utilizado no Brasil desde a introdução da tecnologia em território nacional e provavelmente foi assumido como tal pela semelhança com a união entre duas ou mais peças pelo fecho de correr também conhecido como zíper.

Enquanto o sistema convencional utiliza telhas com comprimento limitado a cerca de 12 metros e diversos parafusos de fixação perfurando as mesmas, o que resulta em inúmeros pontos frágeis nas obras (emendas, trespasses e furos) vulneráveis a vazamentos (Figura 1.1),

o sistema de telhas zipadas conta com equipamentos móveis que fabricam as telhas no canteiro de obras, por processo contínuo, sem emendas, em perfis especiais onde suas fixações ocorrem através do processo denominado comercial e tecnicamente como zipagem, detalhado posteriormente, utilizando-se cliques especiais que dispensam a perfuração das telhas. O resultado final é uma cobertura contínua sem interferências devido às fixações e emendas (Figura 1.2).



Figura1.1 – Emendas e fixações em coberturas com telhas convencionais.



Figura 1.2 – Cobertura contínua com telhas zipadas sem perfurações ou emendas. Centro de eventos Chevrolet Hall em Belo Horizonte/MG.

O sistema de telhas zipadas foi desenvolvido com o intuito de minimizar problemas comuns em coberturas e fechamentos laterais, como vazamentos devidos a infiltrações de água nas

emendas (trespasses) ou furos (fixações) como ocorrem com frequência no sistema convencional. O objetivo do sistema é garantir a estanqueidade das obras onde é necessário.

As bobinas utilizadas como matérias-primas e as perfiladeiras móveis podem ser transportadas até a obra onde são fabricadas as telhas em um processo contínuo, resultando em peças sem limite de comprimento e conseqüentemente sem emendas.

No Brasil é muito comum a utilização de aço revestido com zinco (aço galvanizado), aço revestido com liga galvalume (formada por alumínio, zinco, silício) e alumínio. Em países mais desenvolvidos, como por exemplo, Estados Unidos, Canadá e Emirados Árabes Unidos, é comum a utilização de materiais mais nobres como cobre e aço inoxidável.

Na fabricação das telhas, após posicionar a bobina no eixo da perfiladeira, as estações do equipamento compostas por roletes dão forma à chapa através do processo de conformação contínua. As telhas vão sendo fabricadas continuamente. De acordo com algumas características da obra, as telhas zipadas podem ser fabricadas no solo ou no nível da cobertura.



Figura1.3 – Perfiladeira com estações compostas por roletes.

Para os casos em que as telhas têm comprimento de até 30 metros, a perfiladeira as fabrica ao nível do piso e as telhas são içadas manualmente até a cobertura como mostrado na Figura 1.4.

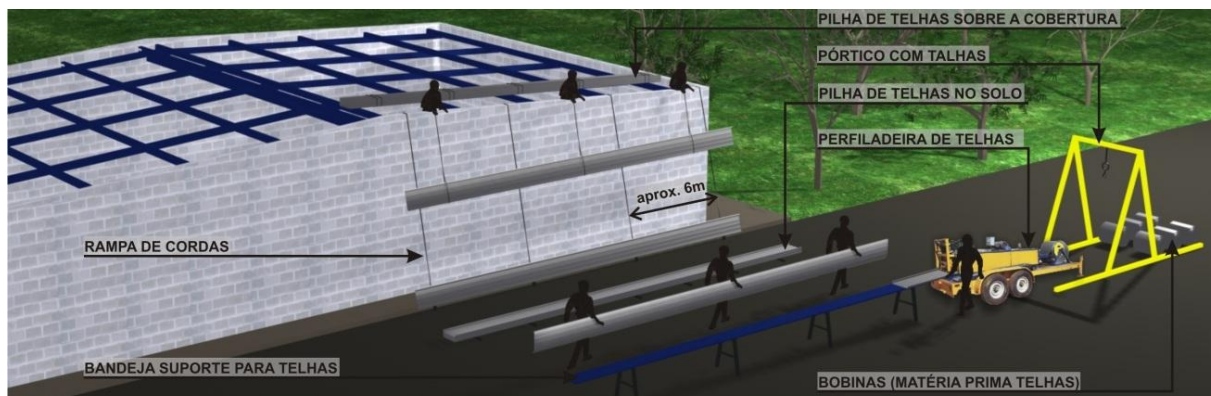


Figura 1.4 – Fabricação das telhas ao nível do solo.

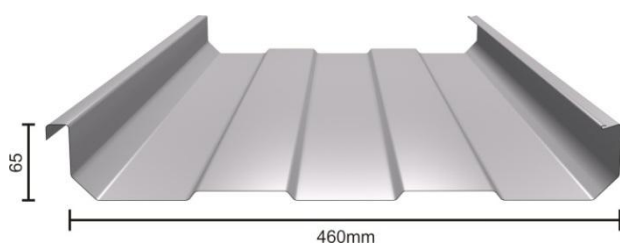
Para telhas mais longas, com comprimento superior a 30 metros, a perfiladeira trabalha içada no nível da cobertura para a fabricação das telhas próximo ao local de aplicação, conforme Figura 1.5.



Figura 1.5 – Fabricação das telhas ao nível do telhado.

Assim como as telhas convencionais, devido à constante busca por um perfil com um *design* atrativo e com resistência adequada às condições em que as peças ficam expostas, diversos perfis de telhas zipadas estão disponíveis no mercado. A Figura 1.6 ilustra algumas opções.

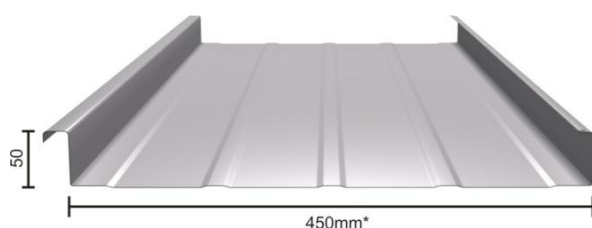
As diferenças básicas encontradas entre as seções transversais são em relação à altura e à largura útil das peças, que normalmente não ultrapassa 610 mm.



a)



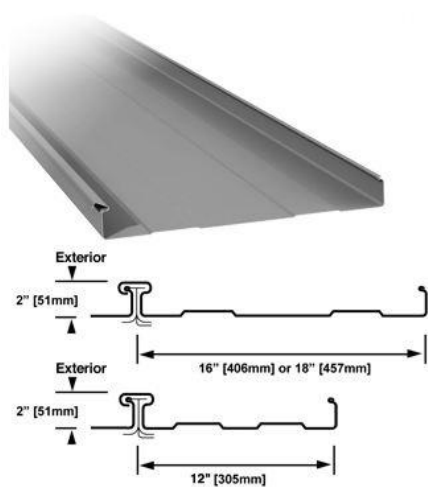
b)



c)



d)



e)



f)

Figura1.6 – Exemplo de perfis zipados encontrados no mercado. Fabricantes: (a) e (c) Roofway (2010), Brasil; (b) Merchant e Evans, EUA; (d) Ultra Seam e Fabral, EUA; (e) Centria, EUA; (f) Varco Pruden, EUA.

A seção transversal da maior parte das telhas zipadas é composta por duas nervuras externas, também denominadas de cristas e uma região central praticamente plana. Alguns modelos de telhas apresentam enrijecedores na região central. As nervuras externas são projetadas como regiões de fixação, ou seja, apresentam diferentes medidas para que na união entre dois perfis, a crista de uma telha se encaixe sobre a crista da telha adjacente, unindo os perfis entre si.



Na região dos apoios são utilizados cliques para a fixação do sistema, normalmente em forma de gancho, com geometria similar às cristas das telhas. Os cliques são parafusados sobre a estrutura suporte do telhado com a utilização de parafusos autobrocantes.

Há dois tipos de cliques, o fixo e o de dilatação. Os cliques de dilatação são utilizados principalmente para telhas com comprimento acima de 20 metros, permitindo sua expansão e contração causadas pela variação de temperatura a que estão expostas e evitando ações não previstas na estrutura de sustentação.



Figura 1.7 – Clique fixo (Roofway, 2010).



Figura 1.8 – Clique de dilatação (Roofway, 2010).

Ao iniciar a montagem, a primeira telha é disposta sobre a estrutura acompanhando o respectivo esquadro e em seguida os cliques são posicionados e fixados às terças, sem perfurar as telhas.

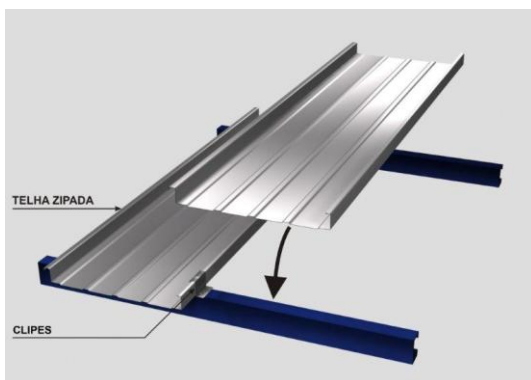


Figura 1.9 – Montagem do sistema.

Após a fixação dos cliques na estrutura com sua aba superior montada sobre a crista da primeira telha impedindo-a de se movimentar, posiciona-se a segunda telha encaixando sua

crista sobre as abas dos cliques juntamente com a crista da primeira telha. Esse procedimento se repete até que a última telha seja montada.

Na sequência da montagem das telhas, a zipagem deve ser executada para que as telhas fiquem seguramente fixadas à estrutura suporte.

A zipagem é realizada em duas etapas, sendo a primeira durante a montagem de cada telha. Nessa fase, chamada de zipagem mecânica ou manual, é utilizada uma ferramenta manual para dobrar as abas das telhas em alguns trechos, fixando assim as telhas aos cliques como mostrado na A Figura 1.10a.



a)



b)

Figura 1.10 – Zipagem. (a) manual; (b) mecânica.

Após a conclusão da montagem e respectiva zipagem manual, é iniciada a fase final da zipagem mecânica com a utilização da seladora elétrica (A Figura 1.10Figura 1.10b) que percorre o comprimento de todas as cristas das telhas fixando-as definitivamente ao clipe e conseqüentemente à estrutura de sustentação.

Os tipos mais comuns de zipagem formam ângulos de  $90^\circ/180^\circ$  entre os elementos que compõem a seção transversal do perfil.

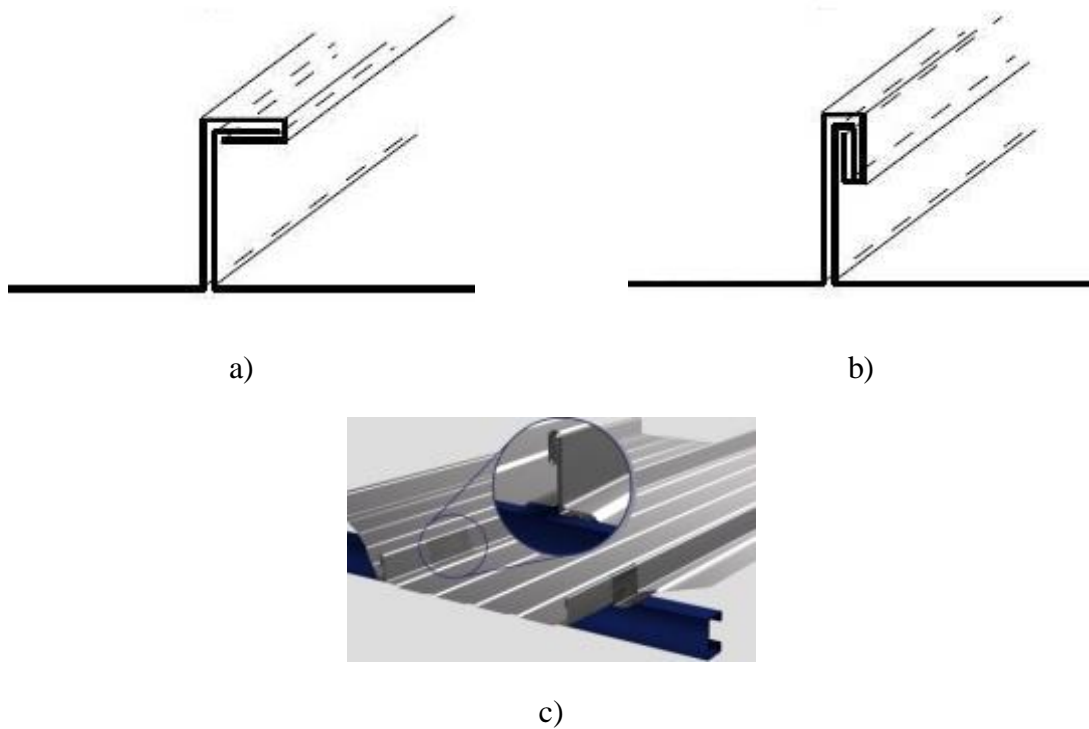


Figura 1.11 – Esquemas das zipagens mais comuns: (a) Zipagem 90°; (b) e (c) Zipagem 180°.

Após a zipagem das telhas, o resultado final é uma membrana metálica impermeável, sem interferências ou furos, garantindo a total estanqueidade da obra. Por não haver a presença de emendas e de fixadores por onde percolam as águas pluviais, as inclinações das coberturas que utilizam esse sistema podem ser mínimas.



Figura 1.12 – Produto final.

Entre as vantagens do sistema, pode-se citar:

- Garantia total de estanqueidade;
- Telhas sem emendas no comprimento total;
- Fixação sem perfuração das telhas;
- Fabricação das telhas na obra em qualquer comprimento evitando-se o transporte de grandes dimensões;
- Pequenas inclinações das coberturas;
- Redução ou até eliminação das redes de águas pluviais internas;
- Maior velocidade para a conclusão da obra;
- Resultado arquitetônico atraente.

## **1.2. Objetivo**

Este trabalho tem como objetivo a análise estrutural do comportamento de um perfil de telha zipada via Método dos Elementos Finitos (MEF). Utilizando o programa comercial Abaqus (Simulia Corp, 2010), será proposto um modelo numérico para análise não linear através do Método dos Elementos Finitos (MEF) a fim de representar o comportamento elástico e inelástico, bem como os grandes deslocamentos dos elementos que compõem a seção transversal das telhas zipadas provocados por pressões, como por exemplo, as geradas pela sucção do vento nas coberturas.

### 1.3. Justificativa

A utilização de sistemas de telhas zipadas é muito comum em todo o mundo, principalmente em países desenvolvidos e em desenvolvimento. No Brasil, essa prática é recente e o sistema vem crescendo bastante nos últimos anos, principalmente nas grandes construções.

Um dos principais motivos pelo interesse no desenvolvimento deste trabalho é a falta de estudos sobre o comportamento desse tipo de telha, principalmente na literatura brasileira.

Dessa forma, o presente trabalho se justifica por abordar aspectos sobre o comportamento das telhas zipadas sendo de grande importância para a adequada utilização dessa tecnologia nos projetos de coberturas.

### 1.4. Metodologia

Para alcançar os objetivos deste trabalho, foram cumpridas as seguintes etapas:

- i. Estudo sobre o sistema de coberturas zipadas e pesquisa sobre os tipos de sistemas utilizados nos mercados nacional e internacional;
- ii. Revisão bibliográfica específica, limitada ao estudo do comportamento das telhas submetidas à flexão, respectivos modos de flambagem, efeitos da ação do vento sobre as coberturas e modelos experimentais e numéricos para análise de telhas;
- iii. Desenvolvimento de modelos numéricos para a determinação da resistência de coberturas zipadas prevendo comportamento não linear com o auxílio do programa computacional Abaqus (Simulia Corp, 2010);
- iv. Aferição do modelo numérico utilizando-se resultados experimentais encontrados na revisão bibliográfica;
- v. Processamento do modelo utilizando-se um perfil de telha zipada comercial no Brasil, com variações na espessura e resistência do material bem como no espaçamento entre os apoios;
- vi. Comparação dos resultados obtidos e avaliação do comportamento com a variação da espessura e resistência do material bem como do espaçamento entre os apoios;

## CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Generalidades

As telhas metálicas são perfis estruturais esbeltos de aço formados a frio, também denominadas telhas corrugadas ou placas corrugadas. Elas são normalmente utilizadas para cobertura de edificações e estão constantemente solicitadas pela ação do vento e outras cargas de utilização. Em alguns casos são utilizadas como diafragmas substituindo os sistemas convencionais de contraventamento das estruturas de sustentação das coberturas.

Essa placa corrugada é um exemplo de estrutura tridimensional ou espacial, com capacidade resistente melhorada às forças que atuam perpendicularmente ao seu plano médio, conforme Figura 2.1 e no seu próprio plano médio, conforme Figura 2.2, em relação à placa plana.

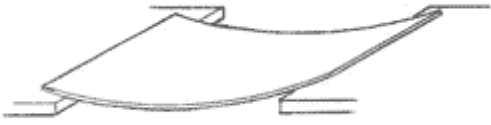
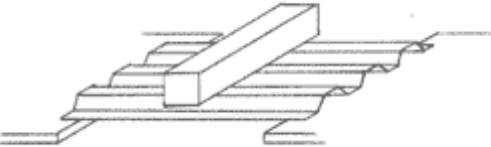
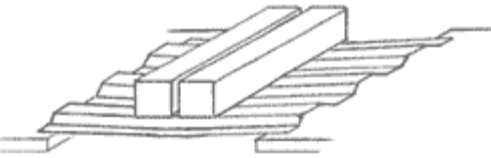
	<p>Uma placa fina de aço, apoiada em duas bordas, apresentará grandes deslocamentos verticais, podendo entrar em colapso sob ação apenas do seu próprio peso.</p>
	<p>Se a mesma placa de aço for corrugada na direção perpendicular aos apoios, poderá ser capaz de suportar várias vezes seu peso próprio.</p>
	<p>Se a carga ultrapassar o limite de resistência da placa, ocorrerá o colapso, com o aplainamento das corrugações.</p>

Figura 2.1 – Resistência horizontal de placas corrugadas (CPI, 2010).

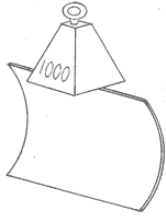
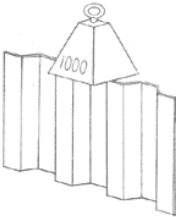
	<p>Uma pequena força de compressão em uma placa fina de aço poderá provocar sua flambagem, tendo em vista a reduzida rigidez à flexão na direção perpendicular ao plano da placa.</p>
	<p>Se a mesma placa for corrugada, haverá um significativo aumento de rigidez à flexão na direção perpendicular ao seu plano médio e, conseqüentemente a capacidade de resistir à força de compressão se elevará consideravelmente.</p>

Figura 2.2 – Resistência vertical de placas corrugadas (CPI, 2010).

## 2.2. Modos de Flambagem

Os perfis das telhas estão normalmente sujeitos à flexão. Seus projetos baseiam-se na capacidade resistente à flexão e limitação dos deslocamentos transversais (flecha admissível). Esses perfis são muito esbeltos e os elementos que compõem sua seção transversal possuem uma elevada relação largura/espessura. Desta forma, há necessidade de se considerar os fenômenos de instabilidade em seus dimensionamentos.

Os perfis com seção transversal formada por elementos esbeltos, como, por exemplo, os perfis de aço formados a frio, quando submetidos à compressão ou à flexão estão sujeitos a diferentes modos de flambagem (instabilidade). Uma barra comprimida está sujeita à flambagem global. Caso essa barra tenha seção formada por elementos esbeltos, ela estará sujeita à instabilidade das chapas que compõem essa seção, constituindo-se a flambagem local. Além do fenômeno de flambagem local, as chapas de um perfil podem sofrer flambagem distorcional.

Na flambagem global de uma barra, sua seção transversal não sofre alteração da geometria inicial. O valor da carga crítica associada a esse modo depende da forma da seção transversal, do comprimento da barra e das condições de contorno e de trabalho.



Assim, dependendo da relação entre as rigidezes à flexão e à torção, diversas formas de flambagem global podem ocorrer. Se a barra estiver solicitada predominantemente por um esforço normal de compressão, flambagem por flexão, flambagem por torção e flambagem por flexo-torção podem ocorrer. Caso a barra esteja solicitada predominantemente à flexão, a flambagem lateral com torção pode se manifestar.

O modo de flambagem global ocorre, em geral, para barras de comprimento longo e possui uma resistência pós-crítica muito pequena, que está relacionada às propriedades geométricas do perfil (momento de inércia, constantes de torção e de empenamento), à excentricidade da carga aplicada e às condições de contorno da barra. Maiores detalhes sobre a flambagem global podem ser encontrados em TIMOSSHENKO (1963).

A flambagem local é um modo de instabilidade de chapa, sendo que o mesmo pode ocorrer em um ou mais elementos de um perfil formado a frio. Esse modo caracteriza-se por deslocamentos transversais das placas que compõem o perfil, deformando a seção como mostrado na Figura 2.3.

Os elementos flambam formando uma sucessão de meias-ondas senoidais ao longo do comprimento da barra. O modo local dos elementos de um perfil pode ser tratado de forma análoga ao de uma chapa isolada, tendo que se levar em conta a interação entre os elementos, que representa uma vinculação elástica das bordas da placa analisada.

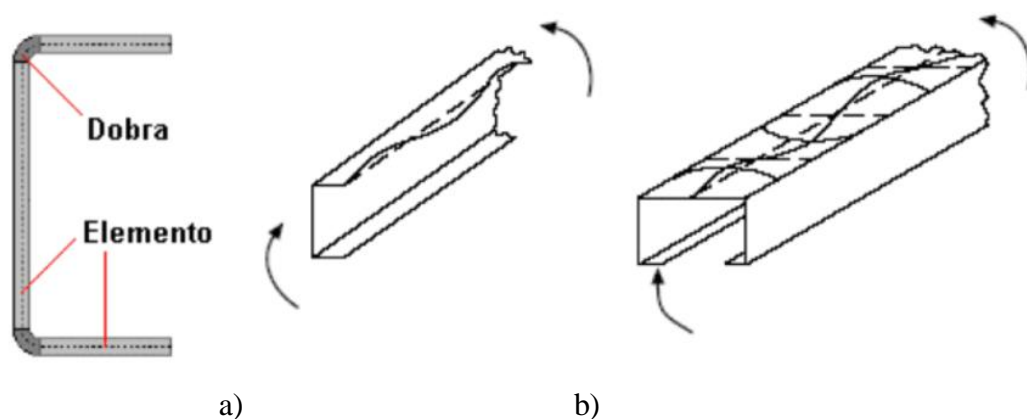


Figura 2.3 – (a) Perfil formado a frio composto por dobras e elementos. (b) Exemplos de flambagem local em elementos comprimidos de perfis formados a frio sob flexão (Mezzomo, 2007).

A flambagem local pode ou não ocorrer de acordo com a relação largura/espessura dos elementos e das condições de contorno das suas bordas. Esse modo de instabilidade se manifesta em geral, em barras de pequeno comprimento e com elementos de grande relação

largura/espessura. Perfis que flambam localmente podem possuir grade resistência pós-crítica, dependendo dos valores da tensão crítica convencional de flambagem elástica de seus elementos e da resistência ao escoamento do aço com os quais são fabricados.

Além da flambagem local, os elementos de um perfil estão sujeitos à flambagem distorcional. Basicamente, esse fenômeno é causado pela perda de instabilidade do conjunto composto por um elemento comprimido e um ou mais enrijecedores de borda que o enrijecem. Desse modo, ocorrem a rotação e a possível translação das arestas de união entre os elementos da seção.

O modo distorcional ocorre, em geral, em perfis com comprimento intermediário entre os perfis que sofrem flambagem global e local, dependendo da rigidez do conjunto formado pelo elemento comprimido e o enrijecedor de borda. Assim como na flambagem local, o modo distorcional se desenvolve formando meias-ondas ao longo do comprimento da barra e oferece uma reserva pós-crítica, que é menor do que a apresentada por perfis que sofrem flambagem local. As características dos modos de flambagem local e distorcional são discutidas em Hancock, *et al.* (2001).

Na Figura 2.4, ilustram-se diferentes modos de flambagem aos quais um perfil submetido a solicitações de flexão está sujeito.

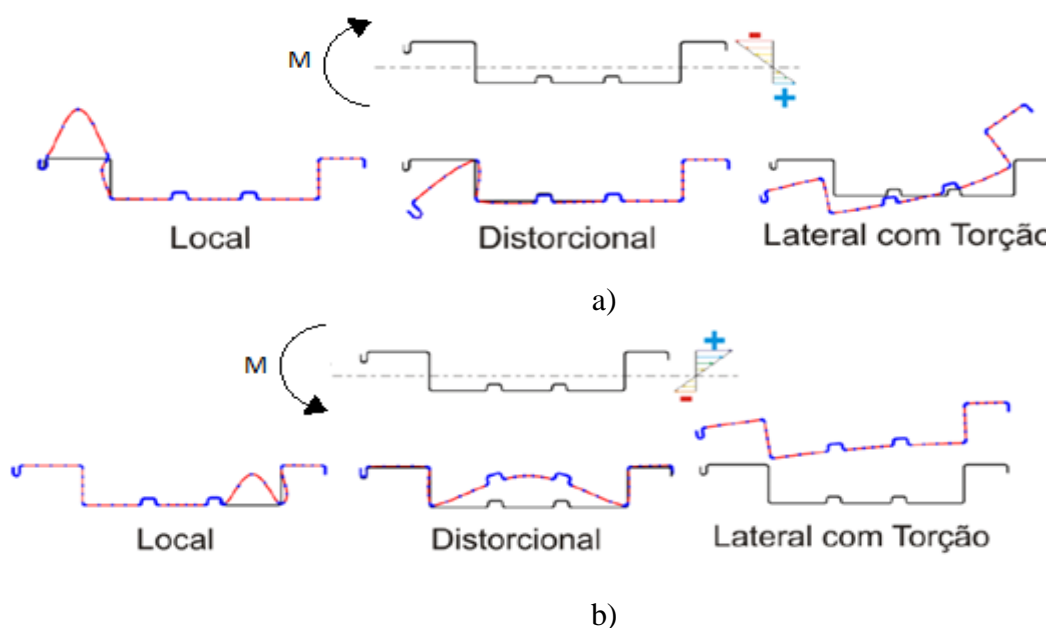


Figura 2.4 – Modos de flambagem de um perfil do tipo painel submetido a carregamento de flexão. (a) Compressão acima do eixo neutro. (b) Tração acima do eixo neutro (Schafer, 2002).

Considerando as diferentes formas de instabilidade às quais um perfil de aço formado a frio pode estar submetido, é importante que seja considerada a interação entre tais modos. A flambagem local ocasiona uma perda de rigidez de uma barra comprimida, diminuindo a carga crítica de flambagem global e impossibilitando que partes da seção transversal atinjam a resistência ao escoamento do aço. Assim, a interação entre a flambagem local e flambagem global deve ser considerada na análise de um perfil formado a frio. Essa interação é contemplada pelas normas de dimensionamento de perfis de aço formados a frio.

A interação entre os modos de flambagem distorcional e global é desprezável, segundo experimentos realizados por Hancock, *et al.* (1994). Na verdade, Hancock (1978) define o modo de flambagem distorcional como um tipo de interação entre os modos de flambagem local e global. A flambagem distorcional é responsável pela redução da capacidade resistente ao escoamento de um perfil.

A interação entre os modos local e distorcional é mais complexa. Kwon, *et al.* (1992) estudaram os efeitos da flambagem local na alma e flambagem distorcional no conjunto composto pelo flange comprimido e pelo enrijecedor de borda de perfis do tipo U enrijecido submetidos à compressão axial. Bernard, *et al.* (1993 e 1995) realizaram estudos semelhantes com telhas de aço formadas a frio com enrijecedores intermediários nos flanges comprimidos.

Portanto, o uso de forma conjunta dos dois elementos estruturais discutidos (barra e placa) exige uma análise cuidadosa da esbeltez e da rigidez de cada um dos componentes.

### **2.3. Critérios Utilizados para Dimensionamento e Projeto de Coberturas**

O comportamento das coberturas compostas por telhas zipadas se diferencia do comportamento das coberturas compostas por telhas convencionais.

Enquanto nos perfis de telhas convencionais a fixação é dimensionada em cada caso, podendo ser utilizados mais ou menos fixadores perfurando as telhas na região dos apoios, nas telhas zipadas, a fixação ao longo dos apoios ocorre apenas nas extremidades do perfil por meio dos cliques. Demais áreas da seção transversal permanecem livres para se deformar.

Além disso, a seção transversal das telhas zipadas possui poucos enrijecedores intermediários, e enquanto solicitadas, principalmente sob a sucção do vento, elas se deformam

excessivamente podendo em alguns casos se desprender dos cliques ou ocorrer a falha destes. Como esses perfis são unidos ao longo de toda a sua extensão pela zipagem, a cobertura se comporta como uma membrana, e o arrancamento de uma telha pode provocar o arrancamento de uma porção significativa do telhado, causando perdas significativas.

Em telhados com perfis convencionais, cada painel pode também sofrer arrancamento. Entretanto, pode-se aumentar a quantidade de fixadores ao longo da seção transversal para minimizar esses acontecimentos. Além disso, caso ocorra arrancamento de algum painel, a interação entre as telhas é muito pequena e dificilmente uma grande área é afetada, o que torna as perdas menos significativas.

De acordo com a seguradora FM Global (2001), entre 1976 e 2001, aproximadamente 10% dos sinistros registrados pela companhia foram provocados pela ação do vento, e em aproximadamente 70% dos casos, esses danos foram causados por ventos extraordinários.

Danos aos componentes estruturais de um edifício raramente ocorrem durante um vendaval. No entanto, pequenas aberturas na cobertura ou fechamentos laterais podem destruir uma grande área do interior da edificação. Por este motivo, manter os fechamentos do edifício selados é uma das formas mais eficazes de prevenir danos provenientes desses ventos extraordinários. O estudo dessas causas e efeitos, para se obter um projeto seguro, não deve considerar a influência das coberturas ou dos fechamentos laterais isoladamente. Como exemplo, durante ventos extraordinários, falhas nos fechamentos laterais resultam em acréscimo da pressão interna, e conseqüentemente em acréscimo das solicitações nas coberturas e seus componentes estruturais.

Vários fatores são utilizados para o dimensionamento e o projeto de coberturas metálicas, que consideram a velocidade característica do vento, a altura da edificação, o coeficiente de rugosidade do terreno e vizinhanças, a presença de parapeitos, o tipo de cobertura, as aberturas nas laterais, e outras.

A ABNT NBR 6123:1988 fixa as condições exigíveis na consideração das forças devido à ação estática e dinâmica do vento para efeitos de cálculos das edificações. Inicialmente obtém-se a velocidade básica do vento,  $V_o$ , de uma rajada de 3 segundos excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano, indicado pelas isopletras correspondentes ao local onde a estrutura será construída.

A partir da velocidade básica do vento, obtém-se a velocidade característica do vento,  $V_k$ , de acordo com as características da construção e da interação com o meio, multiplicando-se a velocidade básica do vento pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , referentes à topografia local, rugosidade do terreno (além das dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e fatores estatísticos relacionados ao grau de segurança e vida útil da edificação, respectivamente.

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica,  $q$ , que será utilizada para determinação das forças de sucção ou sobrepressão atuantes na superfície da cobertura determinadas pelos coeficientes de forma externo e interno  $C_e$  e  $C_i$ , respectivamente (vide equações 1 a 3).

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad [\text{m/s}] \quad (1)$$

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad [\text{N/m}^2] \quad (2)$$

$$F = (C_e - C_i) \times q \times A \quad [\text{N}] \quad (3)$$

Como mostrado na Figura 2.5, é importante observar que o vento atuando sobre uma edificação exerce diferentes forças de arrancamento (sucção ou sobrepressão) em diferentes áreas do telhado.

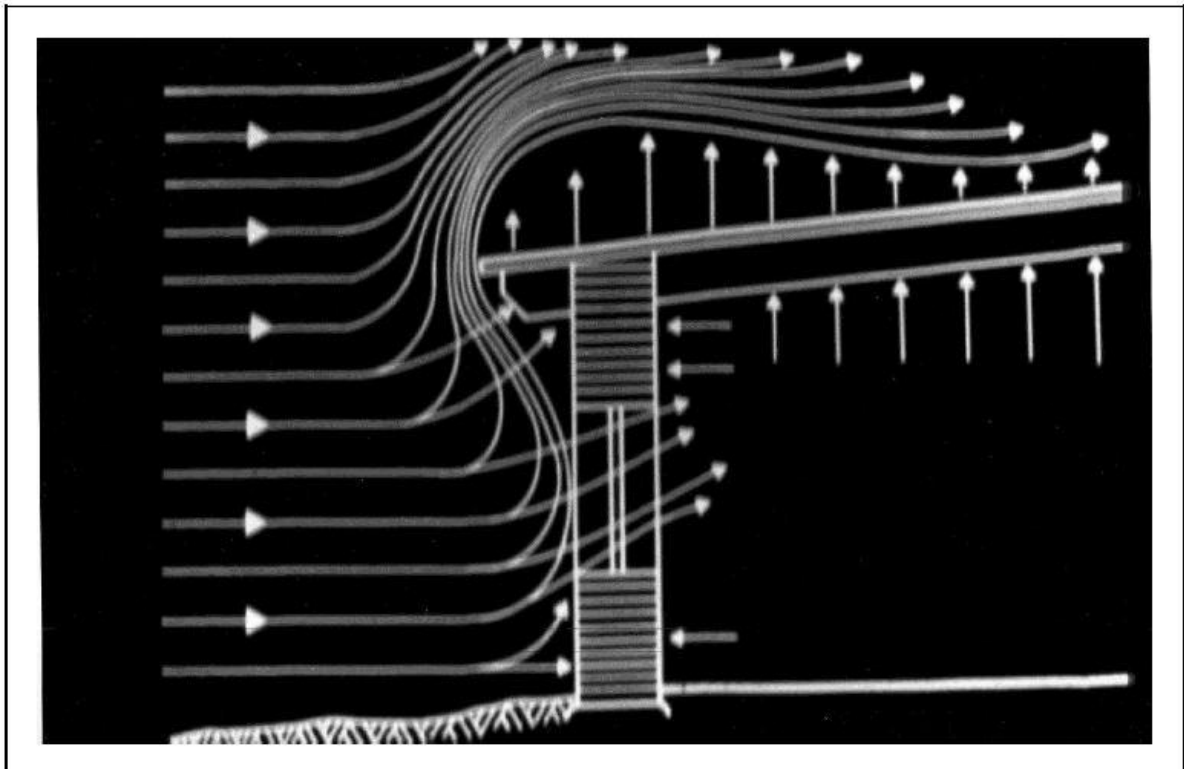


Figura 2.5 – Corte típico. Representação da ação do vento sobre uma edificação (FM Global 1-28R, 1998).

Conforme indicado na Figura 2.6, a ABNT NBR 6123:1988 divide a região do telhado em áreas secundárias conforme a contribuição da pressão externa causada pelo vento, como ilustrado na Figura 2.5.

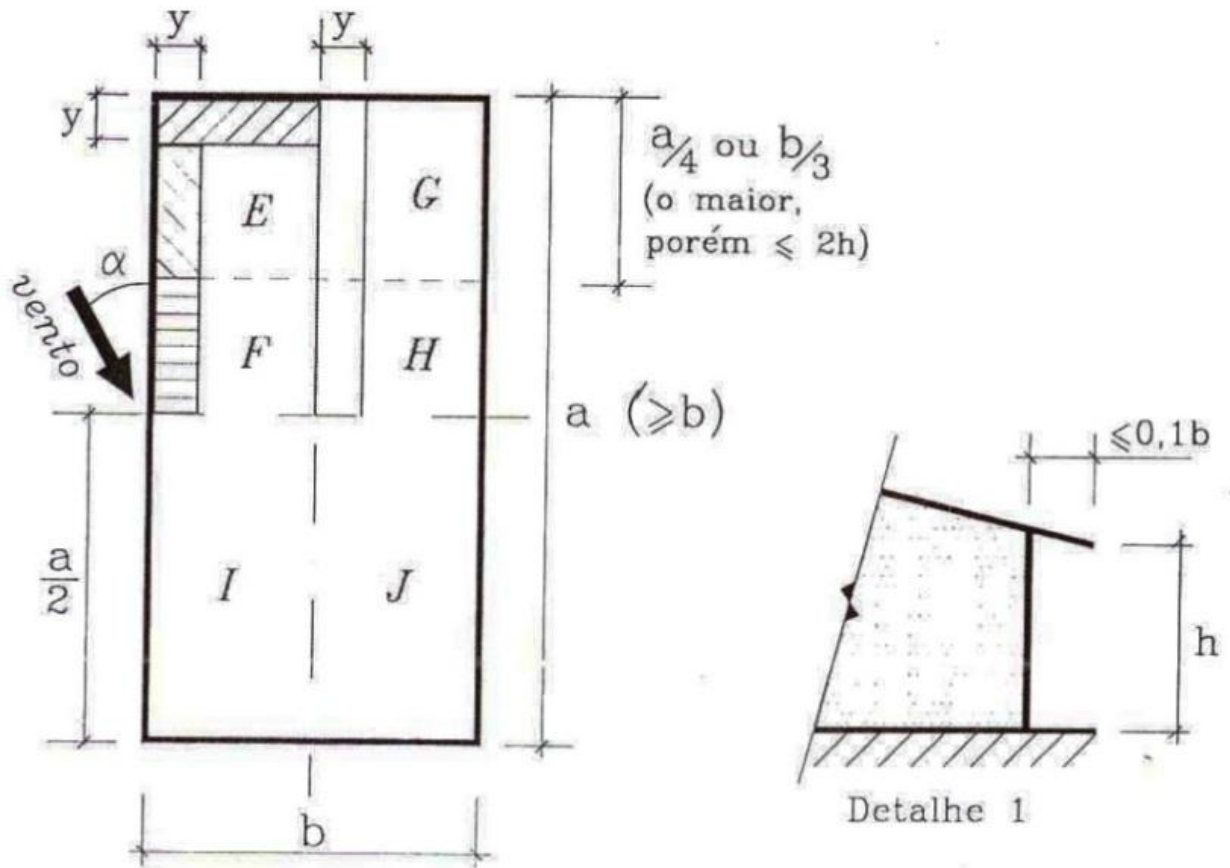


Figura 2.6 - Detalhe das subdivisões dos telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular para determinação dos coeficientes de pressão externa (Gonçalves, *et al.*, 2007).

A tabela 2.1 apresenta os coeficientes de forma e de pressão externa de acordo com as características das edificações para o caso de telhados em duas águas, simétricos, retangulares em planta.

Tabela 2.1 - Coeficientes de pressão ( $C_{pe}$ ) e de forma ( $C_e$ ), externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular (Gonçalves, *et al.*, 2007). As hachuras para determinação de  $C_{pe}$  são indicadas na figura anterior.

Altura Relativa	$\theta$	Valores de $C_e$				Valores de $C_{pe}$ médio			
		$\alpha = 90^\circ (A)$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
 $h/b \leq 1/2$	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2	-	-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0	-	-	-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,8	-0,8	-	-	-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6	-	-	-	-1,1
	50°	+0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-	-	-	-1,1
 $1/2 < h/b \leq 3/2$	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0	-	-	-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,6	-	-	-	-
	50°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,6	-	-	-	-
 $3/2 < h/b \leq 6$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5	-	-	-
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	-	-	-
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-	-	-	-
60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7	-	-	-	-	

A norma FM Global 1-28 (2011) divide a região da cobertura, conforme Figura 2.8, em três zonas distintas: zona 1, centro (área entre cantos e perímetros); zona 2, perímetro, e, zona 3, cantos. O perímetro do telhado e os cantos ficam expostos a forças de maior magnitude em relação à área central do telhado. A pressão máxima na região dos cantos ocorre quando o vento atua segundo um ângulo de aproximadamente 45° em relação ao telhado (direção da diagonal) conforme Figura 2.7.

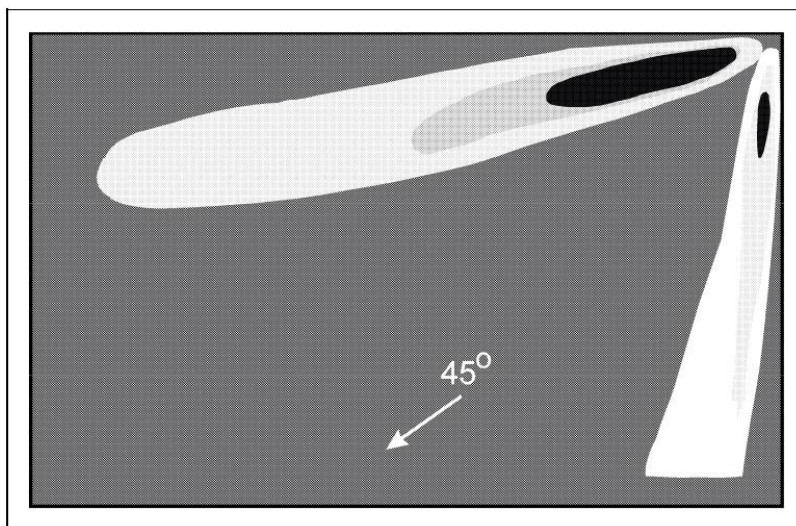


Figura 2.7 - Planta baixa. Áreas de alta pressão devido à sucção do vento (FM Global 1-28R, 1998).

Nos perímetros, a força máxima ocorre quando o vento atua a  $90^\circ$  em relação ao perímetro. As altas pressões nessas regiões são causadas pelo aumento da velocidade do vento próximo às faces da edificação (Figura 2.5).

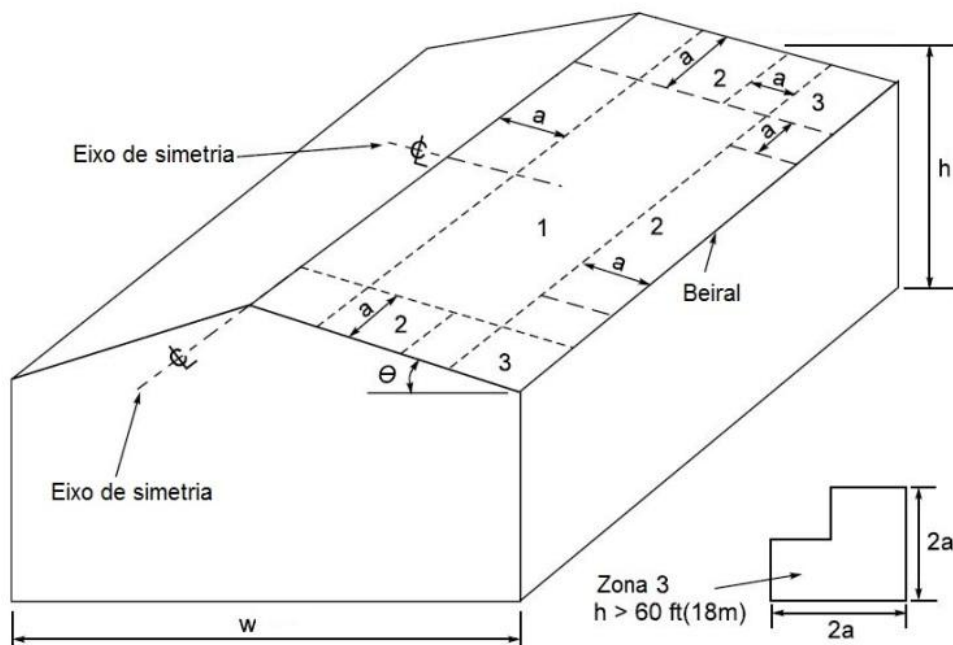


Figura 2.8 - Divisão da cobertura em regiões de acordo com as diferentes solicitações provocadas pela ação do vento (FM Global 1-28, 2011).



A partir das características de cada edificação e das condições desta em relação às regiões vizinhas, a FM Global 1-28 (2011) determina a pressão característica exercida pelo vento para diferentes tipos de projeto. Ela ainda propõe a classificação para cada região mostrada na Figura 2.8, de acordo com a pressão característica calculada.

Inicialmente é definido, dentre três opções, o nível o qual se deseja o projeto de acordo com a sua importância, os critérios de projeto e as possíveis consequências em caso de ventos extraordinários.

Em seguida, utilizando o mapa de cada região, conforme exemplificado para o Brasil na Figura 2.9, determina-se a velocidade do vento para ser considerada em projeto.

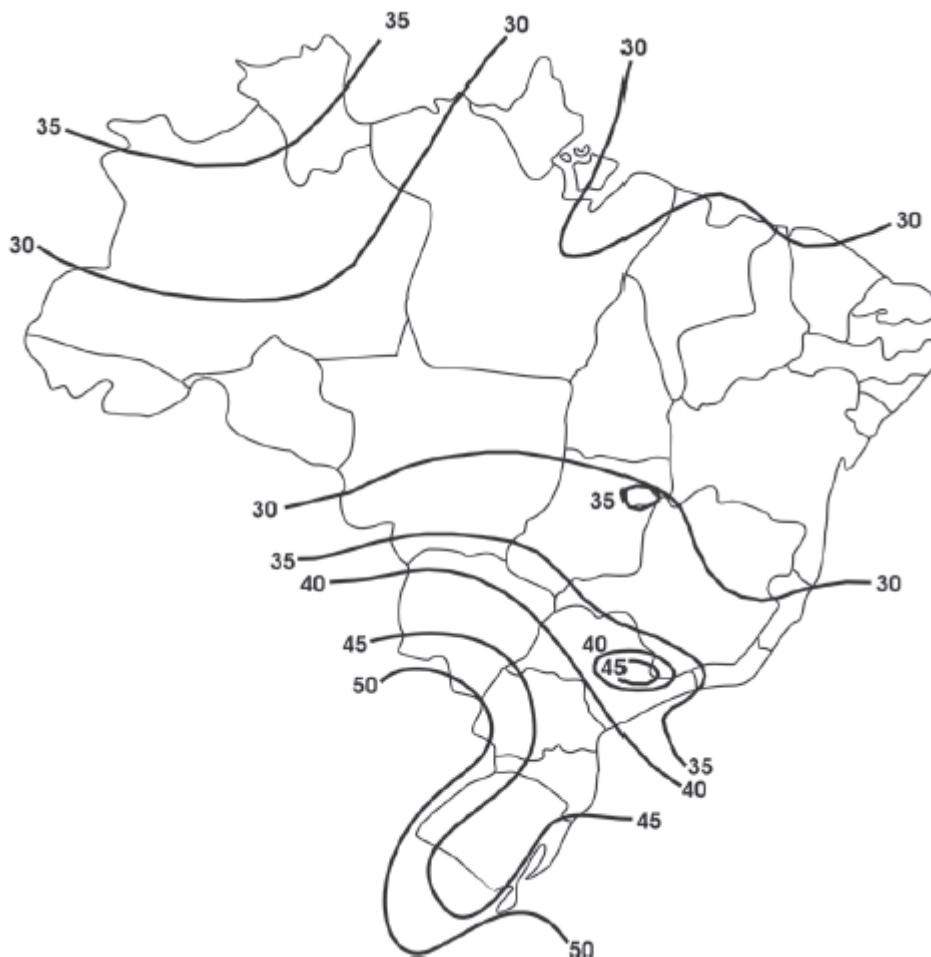


Figura 2.9 – Velocidade básica do vento em m/s para o território brasileiro considerando rajadas de vento com duração de 3 segundos (FM Global 1-28, 2011).

Para determinação do carregamento para projeto e determinação da classificação em relação aos ventos predominantes, a FM Global 1-28 (2011) apresenta uma metodologia de cálculo baseada na norma ASCE/SEI 7-10, e opcionalmente, para usuários cadastrados, uma calculadora digital que pode ser encontrada no site [www.roofnav.com](http://www.roofnav.com) (FM Global).

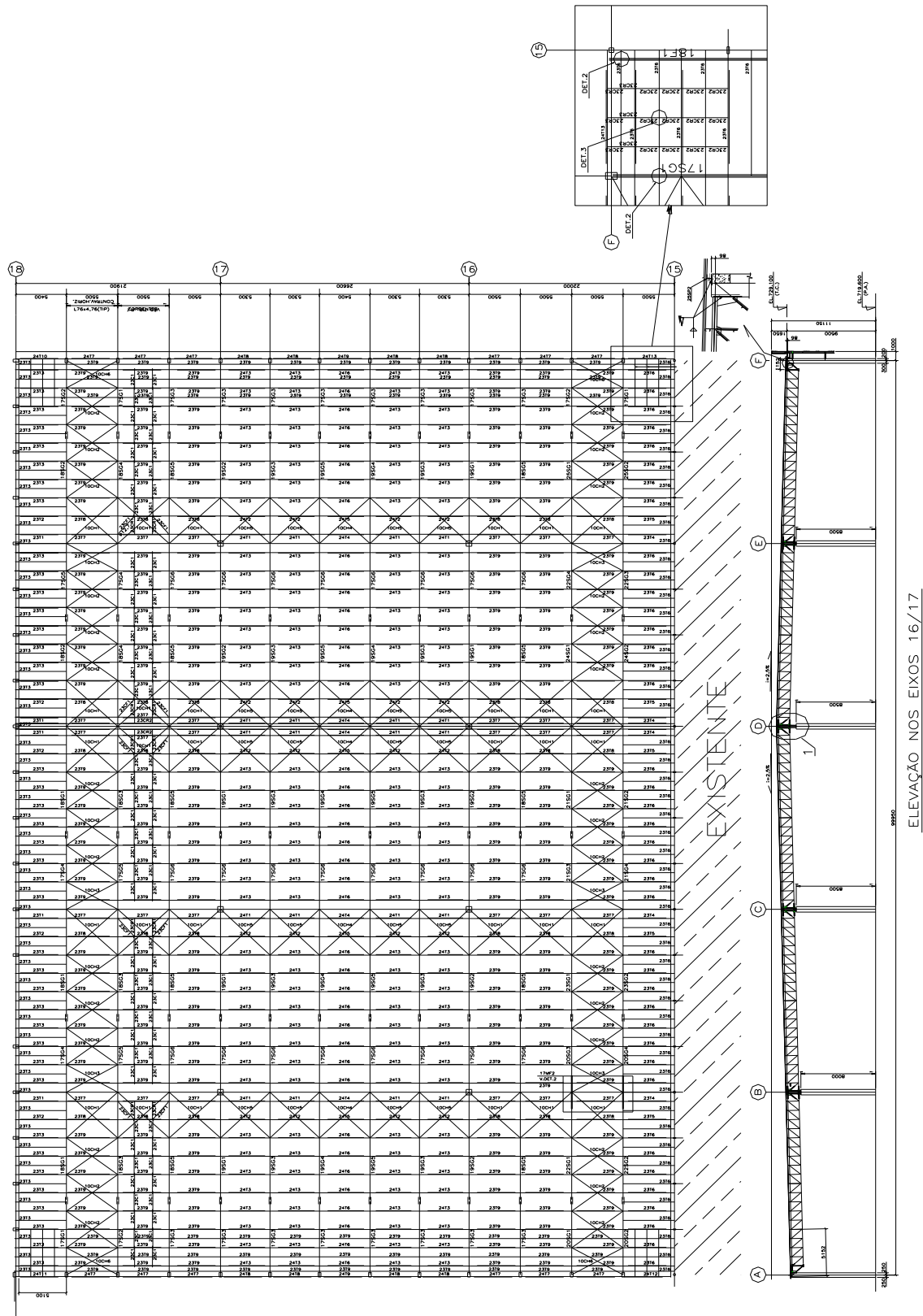
Com o coeficiente de rugosidade do terreno, a altura do edifício e a inclinação da cobertura, obtém-se na respectiva planilha de cargas, a pressão de projeto exercida pelo vento sobre a cobertura.

A FM Global 1-28 (2011) apresenta ainda uma planilha com os fatores de multiplicação a serem adotados para cada região ilustrada na Figura 2.8, abrangendo ainda variações na altura e na inclinação da cobertura para edificações fechadas ou parcialmente fechadas.

Para compensar as diferentes pressões atuantes em cada região da cobertura, a FM Global 1-29 (2010) recomenda o reforço na fixação das telhas, principalmente nas regiões dos cantos e perímetros da cobertura.

Após a determinação das pressões de projeto atuantes em cada região da cobertura, deve ser definido o sistema estrutural de cobertura a utilizar, observando o espaçamento entre apoios e a resistência dos perfis para dimensionamento dos pontos de fixação dos componentes do telhado.

Normalmente, em projetos segurados por grandes empresas como a FM Global, a estrutura de sustentação da cobertura é reforçada nas regiões perimetrais e cantos, com a adição de novas linhas de terças reduzindo-se os vãos entre os apoios das telhas para a metade, chegando, nos cantos, até à quarta parte em relação às medidas dos vãos centrais conforme exemplificado pela figura 2.10.



PLANTA DA COBERTURA

Figura 2.10 – Diagrama de montagem de estrutura metálica com reforço no terçamento para atender às exigências da FM Global (autor desconhecido).

#### 2.4. Comportamento Estrutural de Coberturas Metálicas - Testes Experimentais

O dimensionamento de coberturas metálicas é realizado por meio de cálculos analíticos e análises numéricas, nas quais são definidos modelos que representam as solicitações reais, a interface com o meio e as condições de utilização às quais a edificação será submetida.

Testes experimentais também podem ser utilizados para determinar a capacidade dos sistemas de coberturas de resistir aos efeitos das pressões estáticas consideradas uniformes. Na realidade, a pressão exercida pelo vento é dinâmica e não uniforme. Entretanto, em conjunto com as normas para determinação da ação provocada pelo vento, essas análises envolvendo pressões estáticas uniformes conduzem a resultados conservadores, de acordo com a norma ASTM E 1592-05.

Ao adicionar mais pontos de fixação às telhas na região dos beirais ou da cumeeira da cobertura, ou mesmo reforçando a fixação das extremidades dos painéis, a distorção da seção transversal pode ser eliminada e tanto a capacidade de flexão quanto as reações de apoio podem variar de acordo com a distância entre tais condições de contorno.

A norma ASTM E 1592-05 apresenta um procedimento para a realização dos testes experimentais para avaliar a resistência dos perfis de telha e seus acessórios.

Esses testes são realizados em câmaras de ar, a partir da montagem e vedação do protótipo, e em seguida impondo insuflamento ou exaustão de ar, de acordo com o tipo da câmara utilizada e com os passos de pressão desejados (diferença de pressão entre os meios interno e externo). Ao longo do experimento devem ser observados, medidos e gravados, os valores de pressão, dos deslocamentos e das deformações e as falhas observadas em elementos principais ou acessórios.

Nos testes, o protótipo deve representar as condições de contorno através das restrições aplicadas nas extremidades e nas laterais dos perfis, assim como outros componentes necessários para minimizar o efeito das variações nos materiais e na própria montagem de campo. Devem ser medidos os deslocamentos no centro dos vãos entre os apoios das telhas e também na região dos apoios em pelo menos uma crista livre das influências relacionadas à fixação dos painéis na câmara de testes ou vedações entre os mesmos. Os deslocamentos também devem ser medidos em pelo menos três pontos ao longo das emendas em um determinado painel.

O tamanho do protótipo deve ser definido com o objetivo de representar o comportamento de todos os componentes do sistema. Toda a extensão do mesmo, inclusive balanços deve ser carregada, e os componentes devem ser representados em escala real utilizando-se ainda os mesmos materiais, detalhes e métodos construtivos assim como a ancoragem que será utilizada nas edificações. A Figura 2.11 ilustra a montagem dos componentes necessários para realização dos testes experimentais.

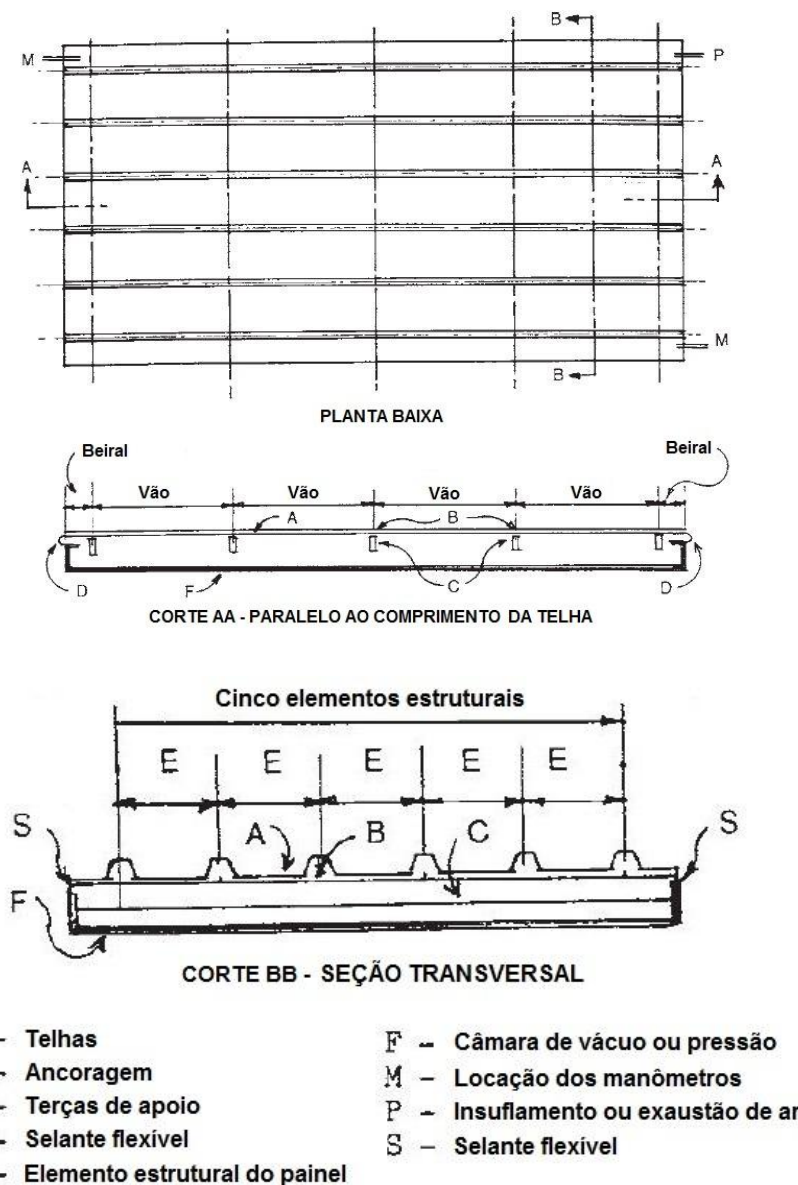


Figura 2.11 – Esquema da montagem dos testes experimentais conforme ASTM E 1592-05.

Para a análise da capacidade resistente dos cliques e fixadores, quando o protótipo estiver submetido a pressões simulando a sucção no painel, a montagem deve conter pelo menos três painéis com o mínimo de cinco elementos estruturais. A Figura 2.12 ilustra a definição do

elemento estrutural em relação à largura do painel. Já para a avaliação da capacidade de flexão do painel em resistir à sobrepressão, a largura do protótipo deverá ser a mesma do caso anterior, ou não inferior a 40% do vão livre contendo pelo menos quatro elementos estruturais no centro, e longitudinalmente, em cada uma das duas extremidades, pelo menos meio elemento estrutural.

O comprimento da amostra para ensaios de arrancamento, com atuação da sucção, deve ser o menor valor entre o comprimento real e um valor apresentado pela respectiva norma que permita a análise na região a ser investigada sem restrição às deformações devido à vedação e fixação do protótipo em relação à câmara de teste. Para ensaios com pressões positivas, não há restrições em relação ao comprimento da amostra.

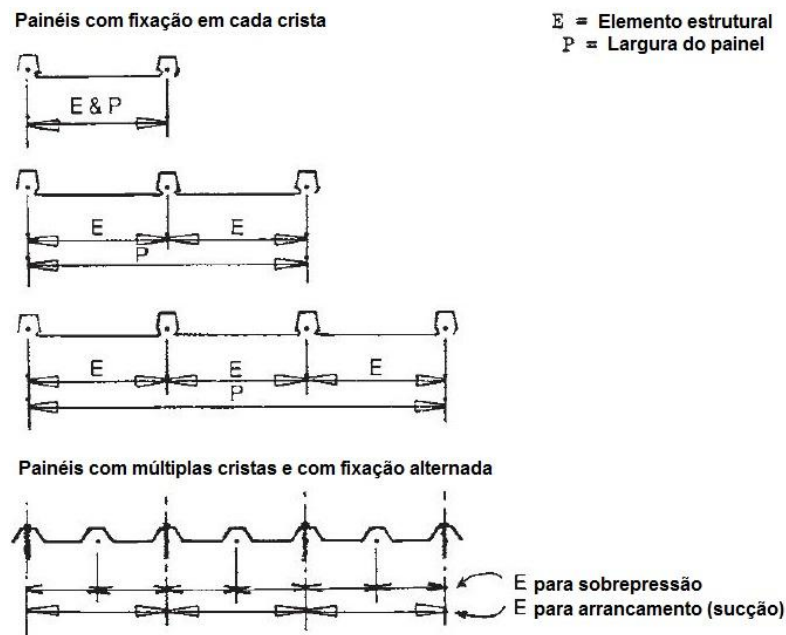


Figura 2.12 – Exemplos de elementos estruturais e larguras de painéis em diferentes perfis (ASTM E-1592-05).

É permitido reforçar as extremidades dos perfis para prevenir falhas atípicas dos cliques junto à fixação do painel, causadas pela proximidade da borda livre em relação ao apoio. Nas extremidades livres, são aceitáveis reforços nos enrijecedores longitudinais para prevenir flambagem, assim como fixadores unindo as telhas nas cristas para prevenir que a zipagem seja desfeita. Esse último reforço deve ser validado comparando resultados em relação ao mesmo protótipo com as extremidades restritas conforme descrito anteriormente, com protótipos de extremidades sem restrição (sem reforços). O beiral não deve ultrapassar um quarto do valor do vão entre os apoios.

Demais detalhes sobre a forma de realização dos testes podem ser encontrados na norma ASTM E 1592-05.

A seguradora FM Global desenvolveu a norma ANSI/FM Approvals 4474-04 para a realização de ensaios experimentais com o objetivo de definir a classificação de resistência dos painéis sob a força de arrancamento provocada pela pressão negativa exercida pelo vento nas edificações. O apêndice D da referida norma descreve procedimentos similares ao da ASTM E 1592-05 com alguns ajustes, conforme apresentado a seguir para a realização dos testes de avaliação dos sistemas de coberturas zipadas.

Esses testes são indicados para medir a estabilidade do sistema de cobertura ensaiado e de seus suportes, além de avaliar a resistência máxima de cada componente do protótipo a partir de condições estáticas que simulem as cargas de arrancamento impostas pela ação do vento nos sistemas de coberturas. A amostra para os ensaios deve ter as dimensões mínimas de 3,70m x 7,37m.

O carregamento é definido em incrementos de carga equivalentes a 0,70kPa. Os resultados devem ser medidos 60 segundos após a aplicação de cada incremento de carga. A classificação da resistência dos painéis deve ser o nível de carga mais elevado alcançado pela amostra, medido após o intervalo citado acima desde que a amostra permaneça nas condições aceitáveis definidas pela seguradora.

O teste é finalizado após a falha, que é considerada quando a amostra deixa de atender às condições aceitáveis ou quando não é mais possível manter o nível de pressão da câmara.

### **2.5. Resistência à Flexão de perfis de telhas zipadas**

Segundo Serrette, *et al.* (1997), o sistema de telhas zipadas é usado extensivamente em coberturas de edifícios residenciais, comerciais e de instituições nos EUA, tendo sido desenvolvido para resistir às forças gravitacionais (peso próprio e sobrecargas de utilização) e de arrancamento (devido ao vento). Sob cargas gravitacionais, as cristas da telha na região da zipagem estão sujeitas a flambagem distorcional com deslocamento lateral do flange livre comprimido, com rotação em torno da alma solicitada.

Serrette *et al.* (1997) realizaram estudos experimentais com a montagem de quatro telhas, com dimensões reais, e apresentaram um procedimento analítico para estimar a capacidade de resistência à flambagem distorcional dos sistemas de coberturas zipadas. Usando um modelo simplificado para o comportamento inelástico do sistema de telhas zipadas, foram propostas estimativas relativamente precisas da capacidade máxima sob forças gravitacionais.

Os vãos entre apoios das telhas zipadas normalmente estão entre 1500 e 4600 mm. Na região de momento positivo, quando o sistema está submetido a forças gravitacionais, as cristas comprimidas, identificadas na Figura 2.13, são lateralmente instáveis. Este comportamento nos remete à flambagem distorcional desses elementos.

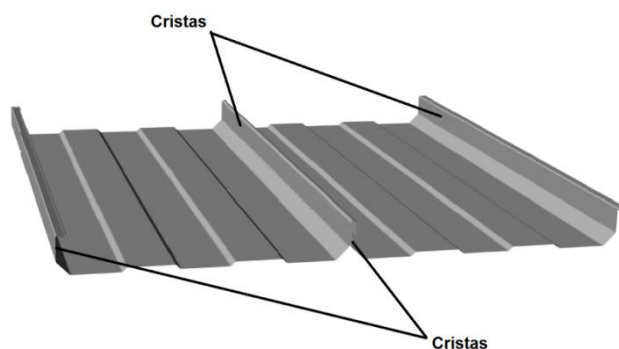


Figura 2.13 – Identificação das cristas nos sistemas de telhas zipadas.

Foram realizados quatro ensaios envolvendo dois tipos de perfis fabricados com o mesmo material, sob diferentes condições de contorno. O primeiro deles, denominado SSP1-1-5.8, utilizou uma telha com largura útil igual a 508mm, sendo apoiado sobre dois apoios com a distância entre eles igual a 1753mm. Os três outros, denominados de SSP2-3-5.0, SSP3-3-5.0 e SSP4-3-5.0, respectivamente, foram realizados com o perfil de largura útil igual a 406,40mm sendo apoiados sobre quatro apoios com distância de 1524mm entre eles.

A falha no ensaio SSP1-1-5.8 foi caracterizada pelo deslocamento lateral da crista central comprimida, distorcendo a seção transversal do perfil. Na região dos cliques, não ocorreu esse deslocamento lateral das cristas. Nos demais ensaios, realizados sobre quatro apoios, a falha ocorreu com o deslocamento lateral das três cristas interiores comprimidas no vão externo.

De forma similar ao primeiro teste, não foi observado deslocamento lateral das cristas na região dos apoios.



Os resultados obtidos por Serrette, *et al.* (1997) mostraram que os três últimos modelos apresentaram uma resistência de aproximadamente 176% em relação à resistência do primeiro modelo, com apenas dois apoios.

O procedimento para avaliação da flambagem distorcional dos painéis zipados envolvem dois passos: (1) cálculo da tensão de flambagem elástica distorcional,  $\sigma_{crel,d}$ , para as cristas, e (2) cálculo da tensão de projeto (incluindo comportamento inelástico e flambagem local),  $\sigma_{cred,d}$ .

Para estimar  $\sigma_{cred,d}$ , a capacidade de momento elástico,  $M_{crel,d}$ , é calculada usando as propriedades da seção bruta das cristas sob restrições, como mostrado na Figura 2.14 e com as seguintes equações:

$$M_{crel,d} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{\alpha_3} \quad (4)$$

$$\alpha_1 = (EI_{xy}\eta\theta^2)^2 \quad (5)$$

$$\alpha_2 = -(EI_x\theta^2)(EC_w\theta^2 + EI_y\eta^2\theta^2 + GJ\theta + k_\phi) \quad (6)$$

$$\alpha_3 = -(2\eta + \beta_x)(EI_x\theta^2)\theta \quad (7)$$

$$\eta = y_0 - h_y; \quad \theta = \frac{\pi^2}{l_e^2} \quad (8)$$

Onde  $I_x$ , é o momento de inércia em relação ao eixo  $x$ ,  $I_y$ , o momento de inércia em relação ao eixo  $y$ , e  $I_{xy}$ , o produto de inércia, respectivamente, das cristas;  $\beta_x$ ,  $J$  e  $C_w$  são seus parâmetros geométricos;  $k_\phi$  é a constante linear elástica rotacional de mola;  $(x_0, y_0)$  e  $(h_x, h_y)$  são as coordenadas do centro de cisalhamento,  $s$ , e o centro de rotação,  $n$ , relativos ao centroide,  $c$ , das cristas. A Figura 2.14 ilustra o deslocamento distorcional da crista da telha e indica o centro de cisalhamento, o centroide e o ponto no eixo de rotação.

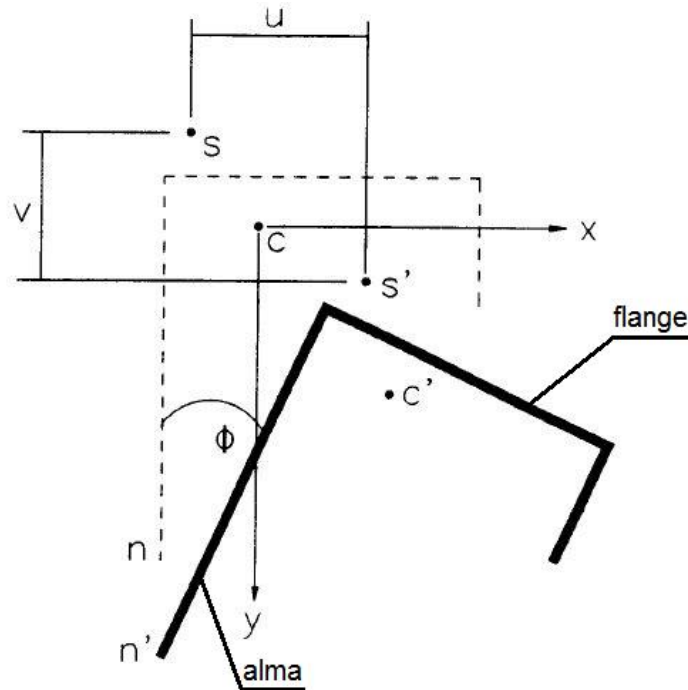


Figura 2.14 –Distorção das cristas (Serrette, *et al.*, 1997).

O comprimento efetivo,  $L_e$ , do flange comprimido livre pode ser obtido com:

$$L_e = KL_u, \quad (9)$$

onde  $K$  é o fator do comprimento efetivo e  $L_u$  é o comprimento destravado do flange comprimido. O valor de  $K$  igual a 0,65 foi assumido como sendo adequado para o apoio lateral provido pelos cliques. A rigidez elástica rotacional,  $k_\phi$ , na alma tensionada do flange nas emendas pode ser encontrada da seguinte forma:

$$k_\phi = \frac{D}{\left(\frac{w_f}{6} + \frac{w_w}{3}\right)} \quad \text{quando } \frac{w_f}{t} < 400 \quad (10)$$

$$k_\phi = \frac{D}{\left(\frac{w_f}{16} + \frac{w_w}{3}\right)} \quad \text{quando } \frac{w_f}{t} \geq 400 \quad (11)$$

onde:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^3)} \quad (12)$$

$w_f$  é a largura do flange tensionado,  $w_w$  é a altura da alma e  $t$  é a espessura da crista. Examinando as expressões dadas pelas equações 7 e 8, observa-se uma descontinuidade no limite quando  $w_f/t$  tende a 400. Para situações práticas de projeto, essa descontinuidade não

apresenta efeito significativo na resistência estimada dos painéis, provendo uma estimativa conservadora.

Sempre que as cristas zipadas dos painéis forem compostas por dois componentes conectados, flange e enrijecedor de borda, uma seção equivalente pode ser usada na análise. O cálculo das propriedades geométricas da seção transversal,  $C_w$  e  $\beta_x$  é facilitado aproximando a geometria real do elemento conforme mostrado na Figura 2.15. Neste modelo, as duas abas irão atuar como uma única durante a flambagem distorcional. Usando a geometria equivalente da crista, a tensão nominal de flambagem distorcional,  $\sigma_{cr,d}$ , deve ser estimada usando o formato das equações de flambagem de colunas da norma AISI:

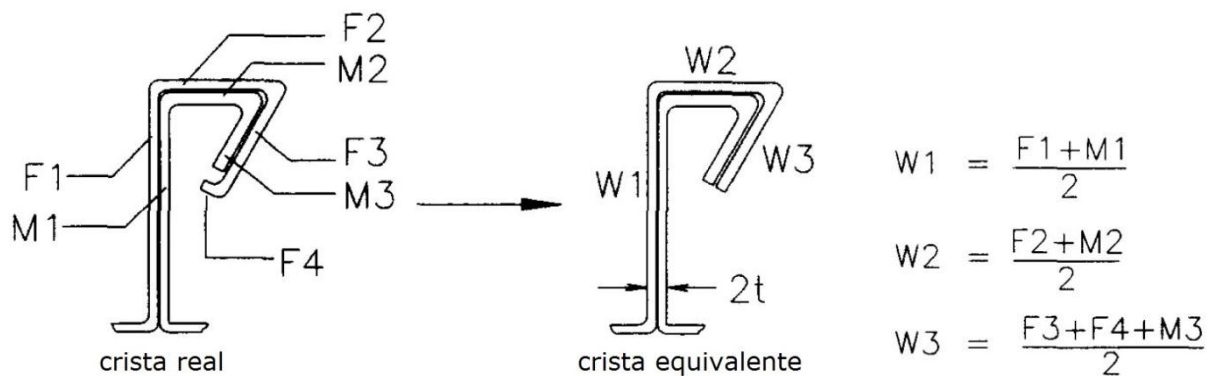


Figura 2.15 - Modelo aproximado para cristas zipadas.

$$\sigma_{cr,d} = \sigma_{crel,d} \quad \text{quando } \sigma_{crel,d} \leq \frac{\sigma_y}{2} \quad (13)$$

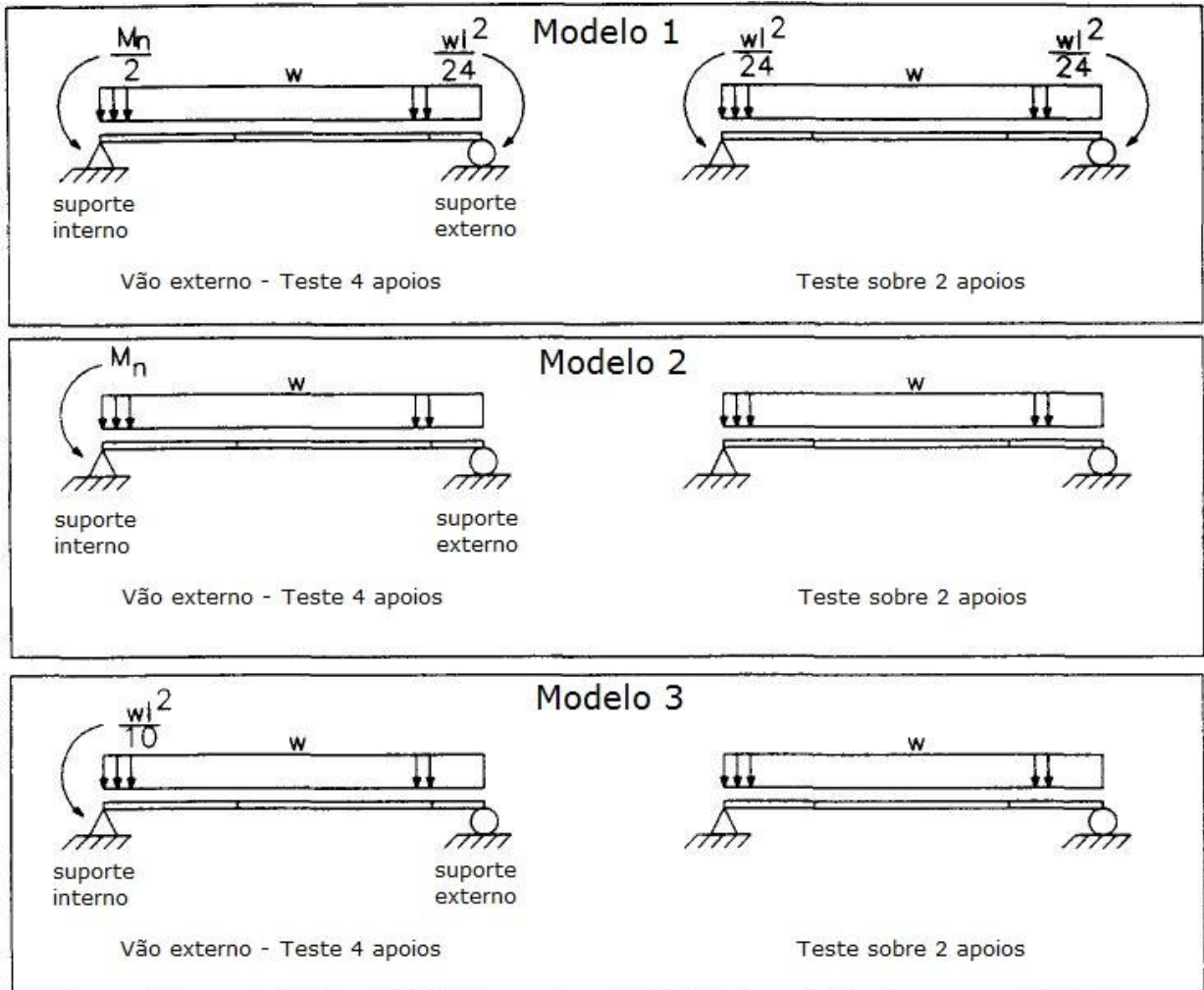
$$\sigma_{cr,d} = \sigma_y \left( 1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_{crel,d}} \right) \quad \text{quando } \sigma_{crel,d} > \frac{\sigma_y}{2} \quad (14)$$

A capacidade de momento,  $M_n$ , para o modo de interação (flambagem local-distorcional) pode ser estimada como:

$$M_n = \sigma_{cr,d} S_{eff} , \quad (15)$$

onde  $S_{eff}$  é o módulo da seção efetiva do elemento típico do sistema, calculado para a tensão  $\sigma_{cr,d}$ . Admite-se que os flanges e enrijecedores das cristas dos painéis adjacentes trabalham em conjunto para resistir à flambagem local. Portanto, para cálculos na flambagem local, a espessura da crista deve ser duas vezes a espessura real do painel.

Ainda de acordo com Serrette, *et al.* (1997), na região dos apoios, os cliques conferem resistência à flexão para o sistema. Portanto, um modelo apropriado deve ser considerado dentre os três diferentes modos para representar esse efeito, mostrados na Figura 2.16.



$M_n$  = Momento nominal na flexão devido à sobrepressão

Figura 2.16 - Representação dos momentos nas extremidades dos modelos para sistemas contínuos ou sobre dois apoios (Serrette, *et al.*, 1997).

A Tabela 2.2 compara os resultados obtidos por Serrette, *et al.* (1997) nos ensaios experimentais, com os resultados obtidos através do procedimento proposto pelos mesmos autores. Os resultados mostram que todos os modelos analíticos indicados na Figura 2.16 apresentaram estimativas razoavelmente precisas para a capacidade máxima de carga nos sistemas com quatro apoios. Já para o sistema montado sobre dois apoios (SSP1-1-5.8), os resultados mostraram grandes variações para os modelos 2 e 3 onde os apoios foram considerados rotulados, sem representar as restrições a flexão provocadas pelos cliques. Nota-se que, apesar do modelo 1 para a montagem sobre dois apoios ter apresentado resultados

muito próximos aos medidos nos ensaios, as condições de apoio no teste (sem a utilização de cliques) não foram consistentes com o modelo.

Tabela 2.2 - Comparação entre os resultados dos testes experimentais e dos procedimentos propostos acima por Serrette, *et al.* (1997).

<i>Protótipo</i>	<i>Resistência Última medida (N/mm<sup>2</sup>)</i>	<i>Resistência Medida Resistência prevista Modelo 1</i>	<i>Resistência Medida Resistência prevista Modelo 2</i>	<i>Resistência Medida Resistência prevista Modelo 3</i>
SSP1-1-5.8	$4,56 \times 10^{-3}$	0,95	1,41	1,41
SSP2-3-5.0	$4,56 \times 10^{-3}$	1,00	1,05	0,93
SSP3-3-5.0	$4,56 \times 10^{-3}$	0,99	1,05	0,92
SSP4-3-5.0*	$4,56 \times 10^{-3}$	0,99	1,05	0,92

\* Não foram adotados cliques nos apoios do protótipo SSP4-3-5.0

## 2.6. Análises Numéricas de Sistemas de Telhas Zipadas através do MEF

Schroter (1985), ao submeter o sistema a testes experimentais com sobrepessão, observou que a região entre as cristas da telha flete aumentando a altura e conseqüentemente a rigidez da seção. Com a seção mais rígida há um ganho na capacidade de resistência ao carregamento. Por outro lado, sob pressão negativa, a altura efetiva e a inércia da seção sofrem redução causando perdas significativas na resistência.

No trabalho de Ali, *et al.* (2003), modelos de elementos finitos foram utilizados para calcular a resistência a cargas de vento em coberturas de telhas zipadas. Análises estática e dinâmica foram desenvolvidas, utilizando o programa computacional Abaqus (Simulia Corp, 2010), incorporando detalhes da geometria e condições de contorno para os painéis de telha, emendas, cliques, fixações e terças.

Apenas resultados preliminares são apresentados no trabalho. Validações detalhadas do modelo, usando experimentos conduzidos por Surry, *et al.* (2001) e por Sinno, *et al.* (2001) estavam sendo realizadas à época da publicação do trabalho descrito neste item. O modelo validado foi utilizado posteriormente para estudo dos mecanismos de falha dos componentes dos telhados, submetidos à pressão estática uniforme.

Na modelagem realizada por Ali, *et al.* (2003), a malha foi desenvolvida utilizando elementos de casca de quatro nós da biblioteca do Abaqus (Simulia Corp, 2010), para as terças, telhas, cliques e arremates. A Figura 2.17 mostra a malha com aproximadamente 30.000 elementos e 33.000 nós. A malha relativamente grosseira é refinada nas regiões onde ocorrem concentrações de tensões. Elementos de contato são usados para simular a interação na zipagem e entre a zipagem e as partes deslizantes dos cliques. Elementos de contato também são usados na parte deslizante dos cliques e em sua ligação com a base, onde uma peça deslizante foi desenvolvida para absorver deformações térmicas. Em alguns casos analisados pelos autores, regiões de contato foram evitadas, considerando interação completa, ou seja, não permitindo que as superfícies se separassem, com o objetivo de facilitar os cálculos e focar em outros pontos da modelagem.

Utilizando elementos de viga para simular as terças ou usando elementos de mola nos locais dos cliques e fixadores para modelar a rigidez vertical das terças se reduziu o tamanho da malha. Por outro lado, elementos de casca são mais adequados para um estudo detalhado das terças, em especial para simular o contato entre a base do clipe, terças e telhas.

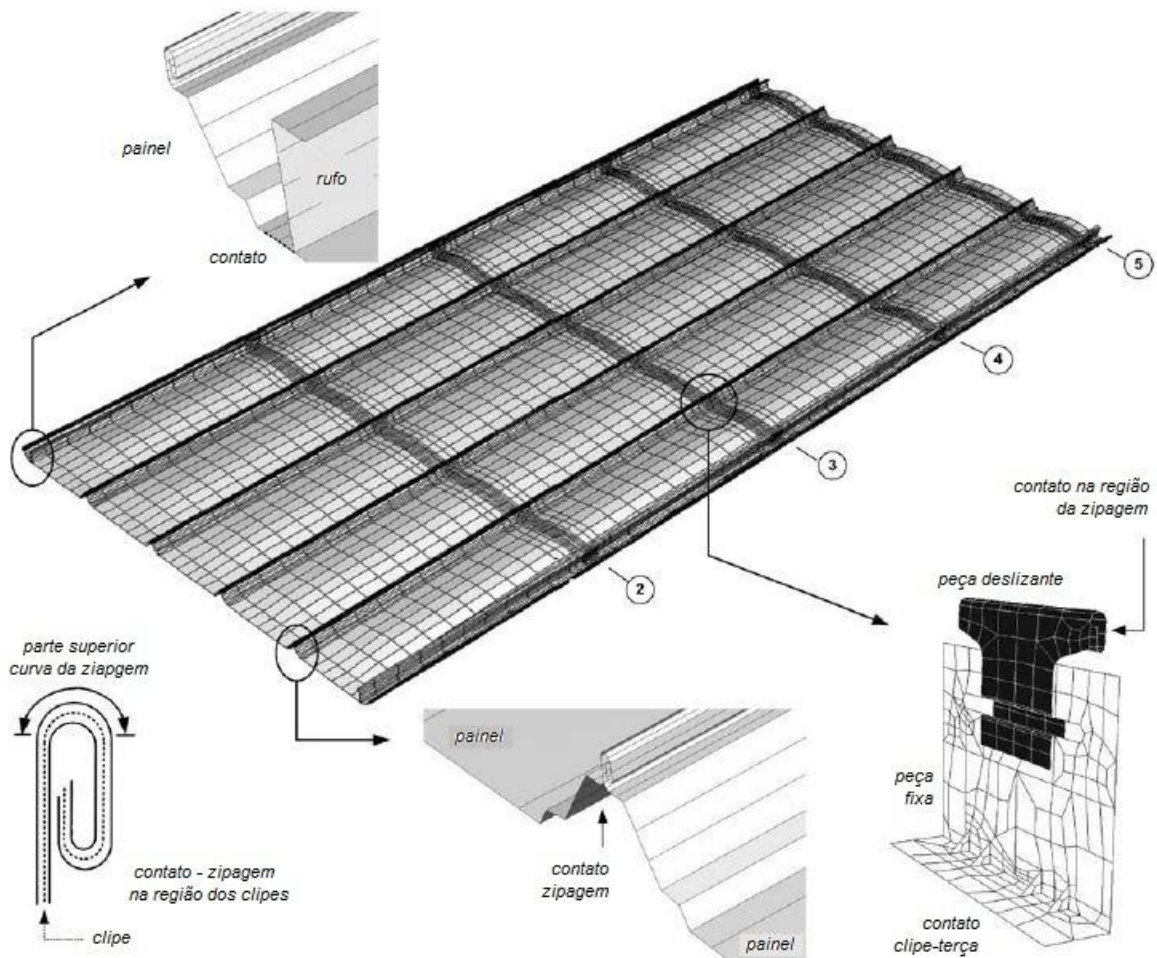


Figura 2.17 – Malha de elementos finitos. Ali, *et al.* (2003).

A região dos cliques foi considerada articulada, restringindo os deslocamentos e permitindo as rotações, ou fixas, restringindo os deslocamentos e as rotações. Segundo Ali *et al.* (2003) se molas são usadas para modelar as terças, a reação na mola é a força nos apoios. Sistemas de molas equivalentes na ligação clipe-terça também podem ser usados para simular a interação entre os diferentes componentes do telhado. No entanto, um modelo local separado para as partes do telhado na região dos fixadores é necessário para calcular as rigidezes das molas. Se os modelos detalhados de elementos de casca ou viga são usados para o sistema de terças, elementos de treliça podem ser usados para modelar e calcular as forças nos parafusos de fixação.

A inclinação da curva pressão *versus* deslocamento do ponto D, localizado no centro do painel limitado pelos eixos 2-2, 3-3, c-c e d-d na figura 2.23, obtida a partir da análise linear elástica com o modelo seguiu a tendência inicial dos resultados obtidos por Sinno, *et al.* (2001) conforme mostrado no gráfico na Figura 2.18.

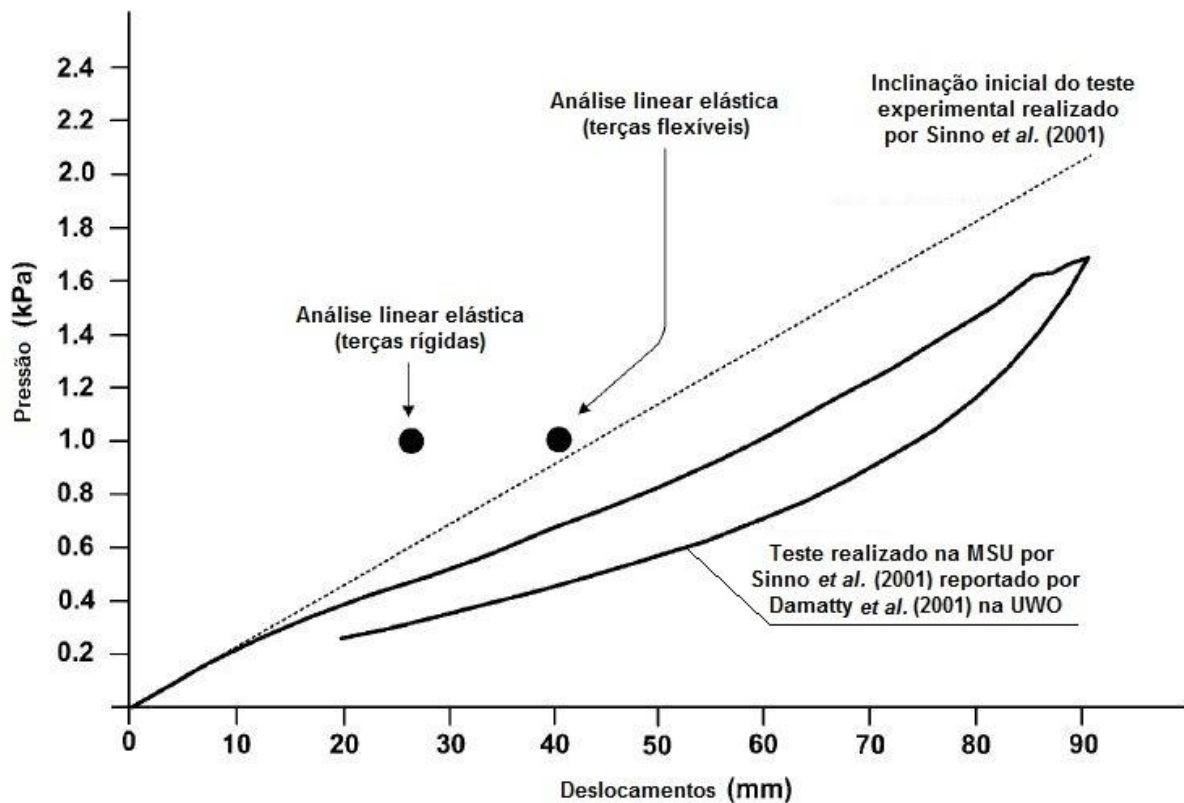


Figura 2.18 – Deslocamentos das telhas (Ali, *et al.*, 2003).

Com o aumento da pressão, o valor do deslocamento calculado se distancia dos resultados experimentais obtidos por Sinno, *et al.* (2001), principalmente por não ter sido considerado o comportamento não linear do sistema.

Para avaliar o comportamento dos cliques e a interação entre o clipe e os perfis adjacentes, Ali, *et al.* (2003) analisaram também um modelo composto apenas por dois perfis de telhas, zipadas e fixadas a um clipe, com comprimento reduzido à dimensão do clipe, como mostrado na Figura 2.19.



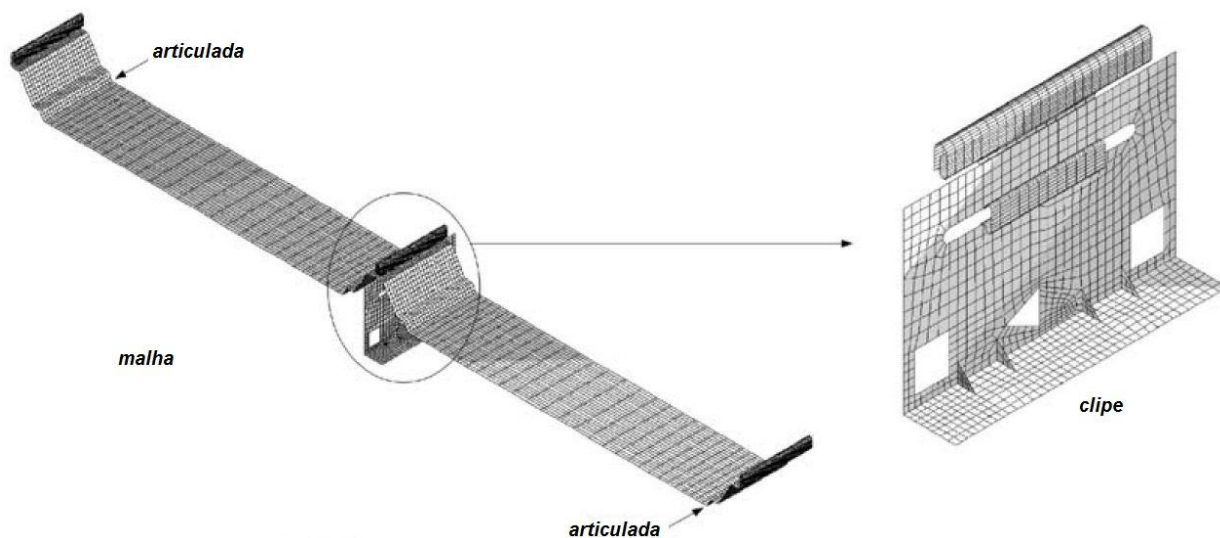


Figura 2.19 – Detalhe da malha de elementos finitos utilizada por Ali, *et al.* (2003).

A região da zipagem foi considerada articulada em relação ao eixo longitudinal da telha, sem restrições entre os painéis para deslocamentos no mesmo sentido. Propriedades de contato foram consideradas entre o clipe e as abas das telhas; entretanto, não foram consideradas entre a base e a parte móvel do clipe. Estas foram consideradas unidas. Tais propriedades foram incluídas nas análises, não linearidades geométricas bem como as propriedades elasto-plásticas para os materiais. A malha foi refinada em relação ao modelo anterior e apresentava 11.000 elementos de casca de quatro nós, contendo aproximadamente 14.000 nós.

A Figura 2.20 ilustra a seção transversal dos perfis em diferentes momentos da análise, e demonstra a capacidade em simular a interação entre os painéis na região da zipagem e em calcular grandes deslocamentos que ocorrem até as emendas se soltarem sob elevadas pressões. As não linearidades geométrica e do material são necessárias para prever o mecanismo de falha na região das emendas. Entretanto, envolvem esforços computacionais elevados quando considerados em análises como a realizada inicialmente por Ali, *et al.* (2003) com o modelo mais completo.

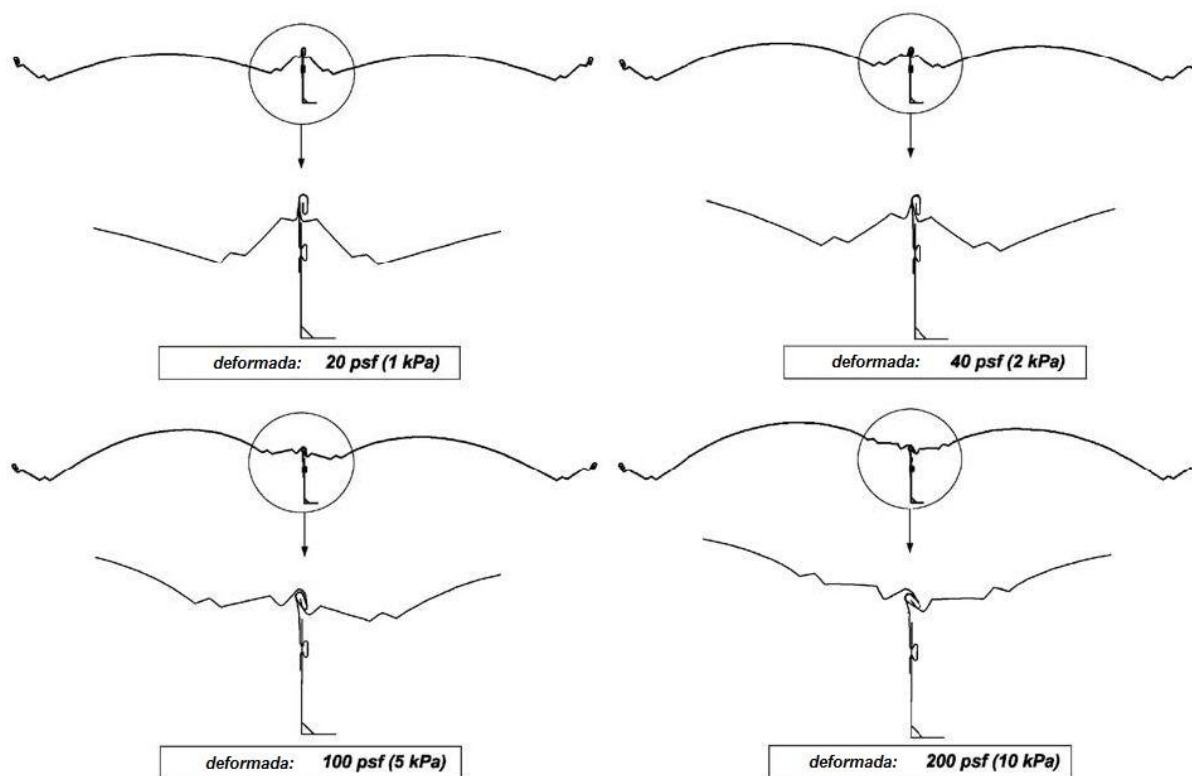
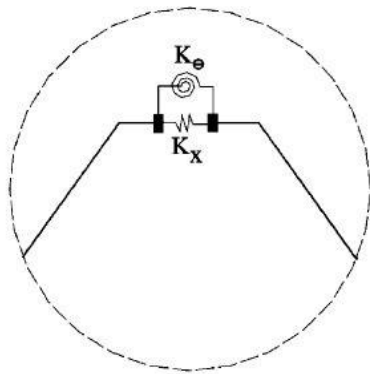


Figura 2.20 – Comportamento da seção transversal dos perfis zipados (Ali, *et al.*, 2003).

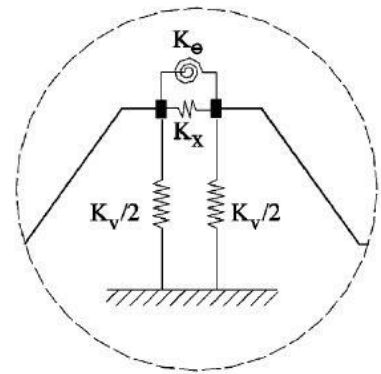
Também foram realizadas análises dinâmicas para determinação das frequências naturais e os modos de vibração para o modelo composto pelos cinco perfis. Mais informações podem ser encontradas no trabalho de Ali, *et al.* (2003).

Segundo El Damatty, *et al.* (2003), coberturas zipadas têm sido consideradas como um sistema de alta performance por terem uma excelente estanqueidade à água, além de serem economicamente viáveis. No entanto, este sistema é sensível à pressão do vento, pois as ligações entre os cliques e emendas podem ser fracas. O estudo apresentado por El Damatty, *et al.* (2003) é parte de um extenso programa de pesquisa realizado para compreender o comportamento desse sistema em relação ao arrancamento das telhas e sugerir formas para melhorar seus projetos.

Diante da dificuldade em representar a região das emendas entre as telhas zipadas (zipagem) nos modelos numéricos, El Damatty, *et al.* (2003), realizaram testes para determinar a rigidez da zipagem e propuseram a utilização de um sistema de molas na região da zipagem e também molas na região dos cliques conforme ilustrado na Figura 2.21.



**Molas - região sem a presença de cliques**



**Molas - região dos cliques**

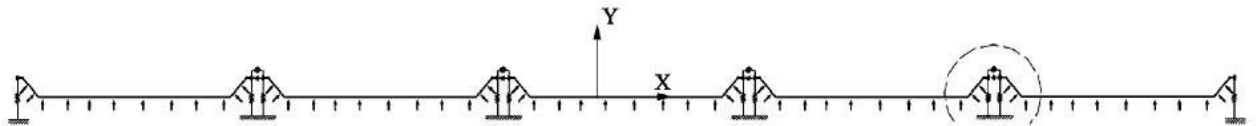
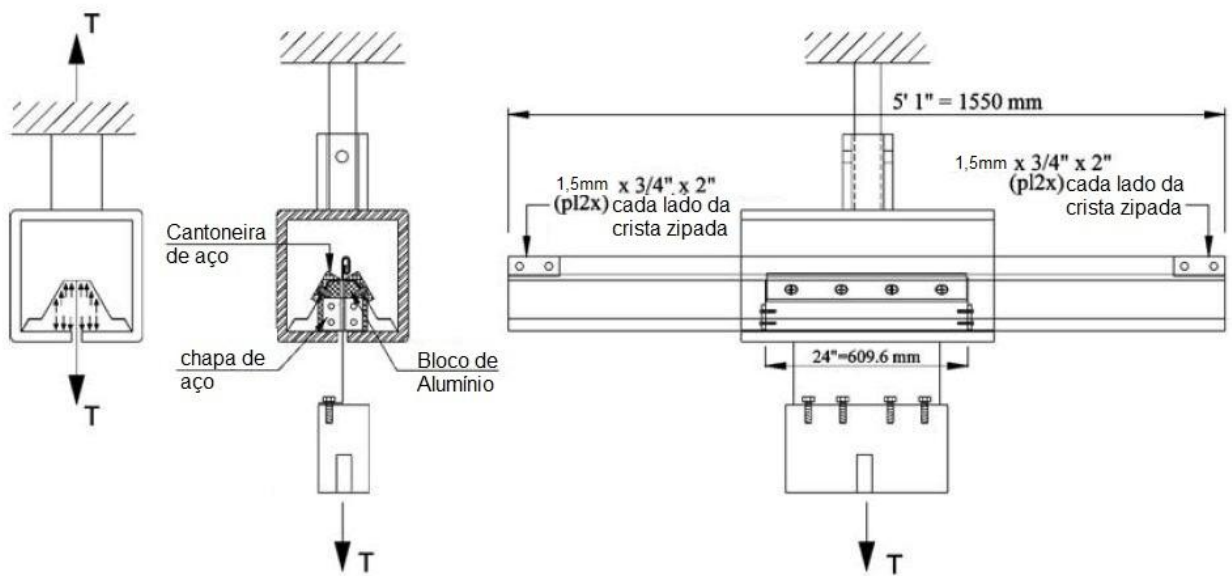


Figura 2.21 – Sistema de molas considerado por El Damatty, *et al.* (2003) para representar a rigidez das emendas entre as telhas zipadas.

A Figura 2.22 ilustra os ensaios realizados por El Damatty, *et al.* (2003) para a determinação das constantes de mola equivalentes que foram utilizadas em seu modelo numérico conforme indicado na Figura 2.21.



a)

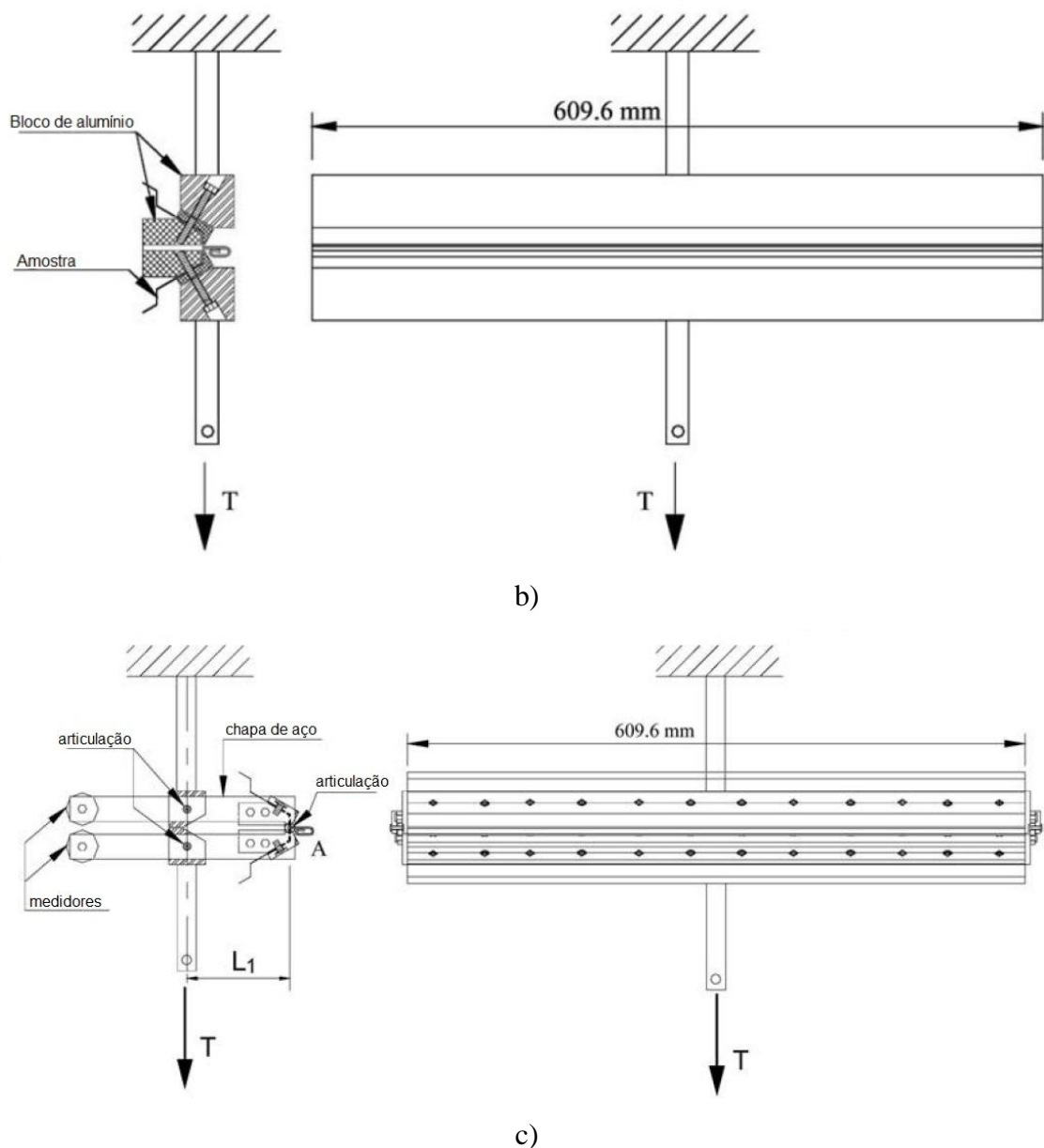


Figura 2.22 – Esquema dos ensaios experimentais realizados por El Damatty, *et al.* (2003) para determinar a rigidez das emendas entre as telhas zipadas e os cliques. (a) Rigidez representada pela constante  $K_i$ ; (b) Rigidez representada pela constante  $K_v$ ; (c) Rigidez representada pela constante  $K_\theta$ .

Os resultados foram utilizados por El Damatty, *et al.* (2003) em seu modelo tridimensional de elementos finitos desenvolvido com o auxílio do programa comercial Ansys 5.7.1, com elementos de casca de quatro nós representando as telhas (Figura 2.23) e elementos de viga representando as terças, para simular o experimento em escala real realizado por Sinno, *et al.* (1995).

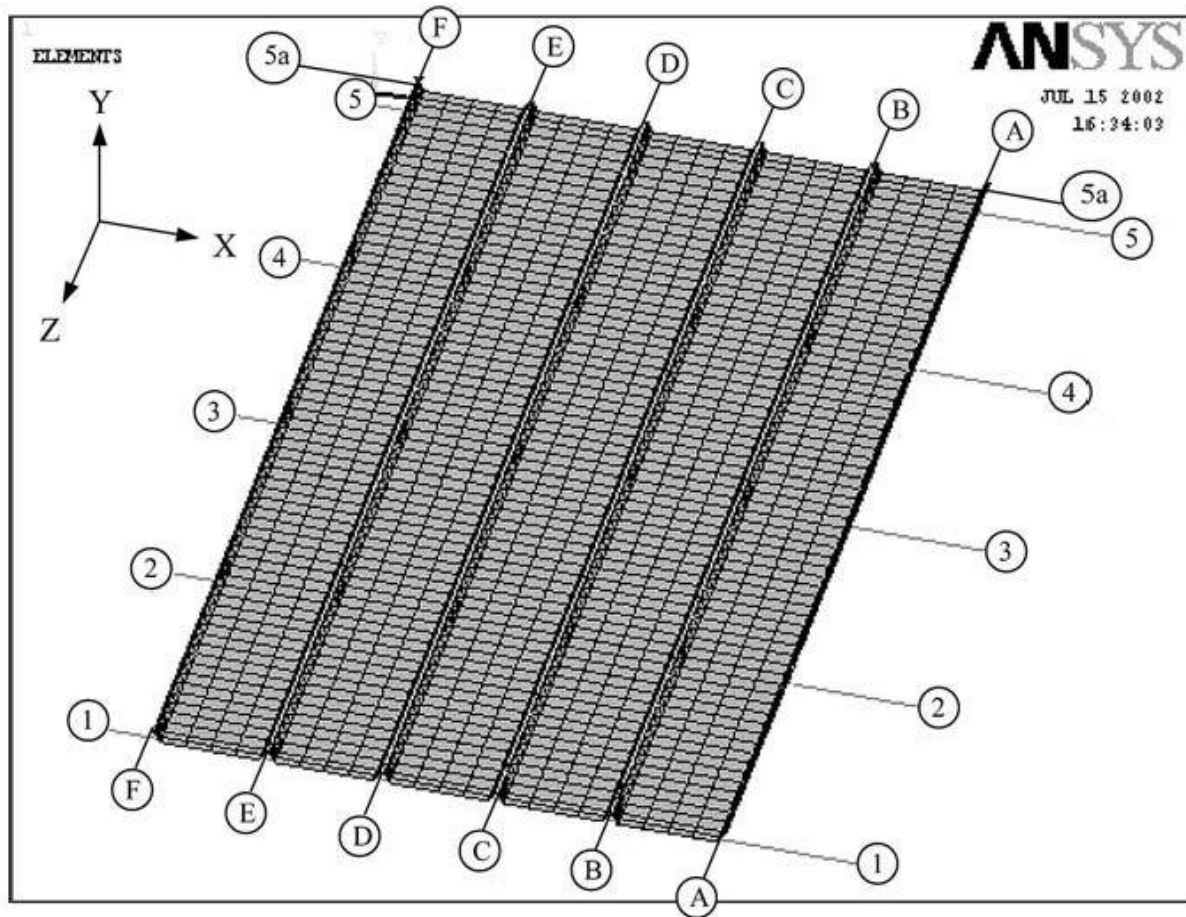


Figura 2.23 – Malha de elementos finitos utilizada por El Damatty, *et al.* (2003).

Os testes em escala real realizados por Sinno, *et al.* (1995) indicaram comportamento tipicamente não linear do sistema, mesmo sob valores moderados de pressão. Tal comportamento se deu devido aos grandes deslocamentos que ocorrem na região entre as cristas das telhas. O comportamento dos cliques e das regiões vizinhas permanece linear quando o sistema está submetido a pressões moderadas. Entretanto, a partir de pressões mais elevadas o comportamento passa a ser não linear.

As análises realizadas por El Damatty, *et al.* (2003) consideram o comportamento não linear das regiões entre as cristas das telhas. Entretanto, como a região das emendas foi representada por um sistema de molas lineares, com o aumento do carregamento, os resultados foram divergindo em relação aos resultados experimentais apresentados por Sinno, *et al.* (1995) conforme apresentado na Figura 2.24. Mesmo assim, os resultados foram muito próximos aos valores reais obtidos por Sinno, *et al.* (1995), principalmente até o carregamento equivalente a 0,6kPa.

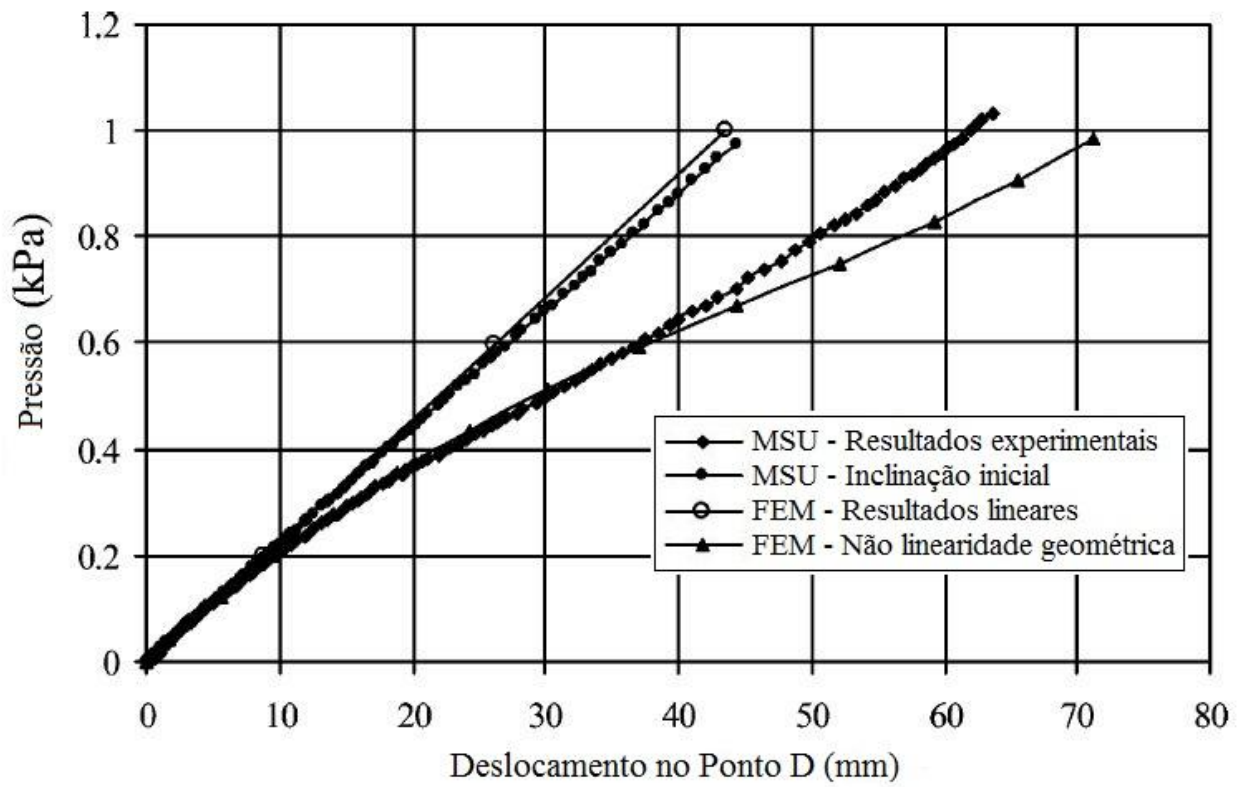


Figura 2.24 – Comparação entre os resultados da análise numérica obtidos por El Damatty, *et al.* (2003) e dos testes experimentais realizados por Sinno, *et al.* (1995).

## CAPÍTULO 3. DEFINIÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a definição do modelo numérico empregado neste trabalho, foram realizadas diversas simulações, e como base para os estudos, utilizou-se o mesmo perfil adotado por Ali, *et al.* (2003) em suas análises numéricas e por Sinno, *et al.* (2001) nos testes experimentais realizados na Universidade do Estado do Mississippi (MSU), conforme Figura 3.1.

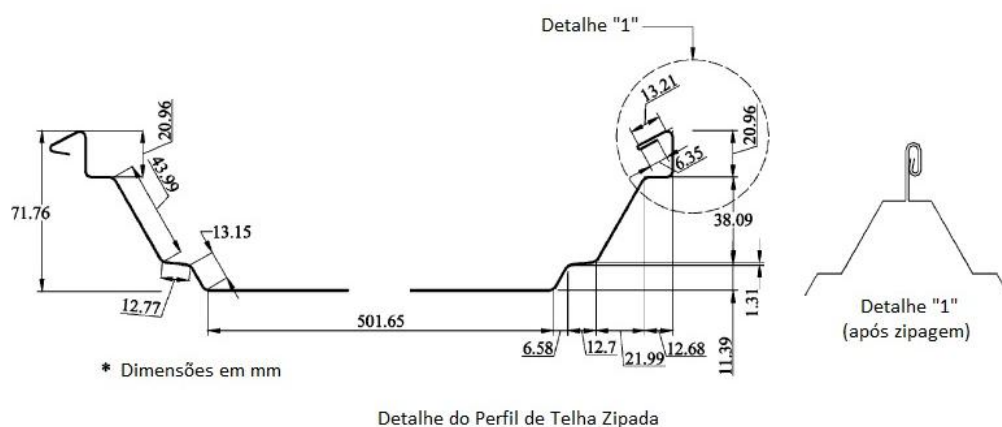


Figura 3.1 – Perfil da telha utilizada nos ensaios experimentais realizados por Sinno, *et al.* (2001).

A montagem inicial foi composta por cinco painéis com 610mm de largura cada, espessura de 0,76mm e 6,20m de comprimento, e propriedades mecânicas do aço galvalume ASTM A792M-09a Grau 50, com módulo de elasticidade de  $210 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ .

Os cinco apoios utilizados no modelo experimental foram espaçados a cada 1,55m, conforme esquema apresentado na Figura 3.2.

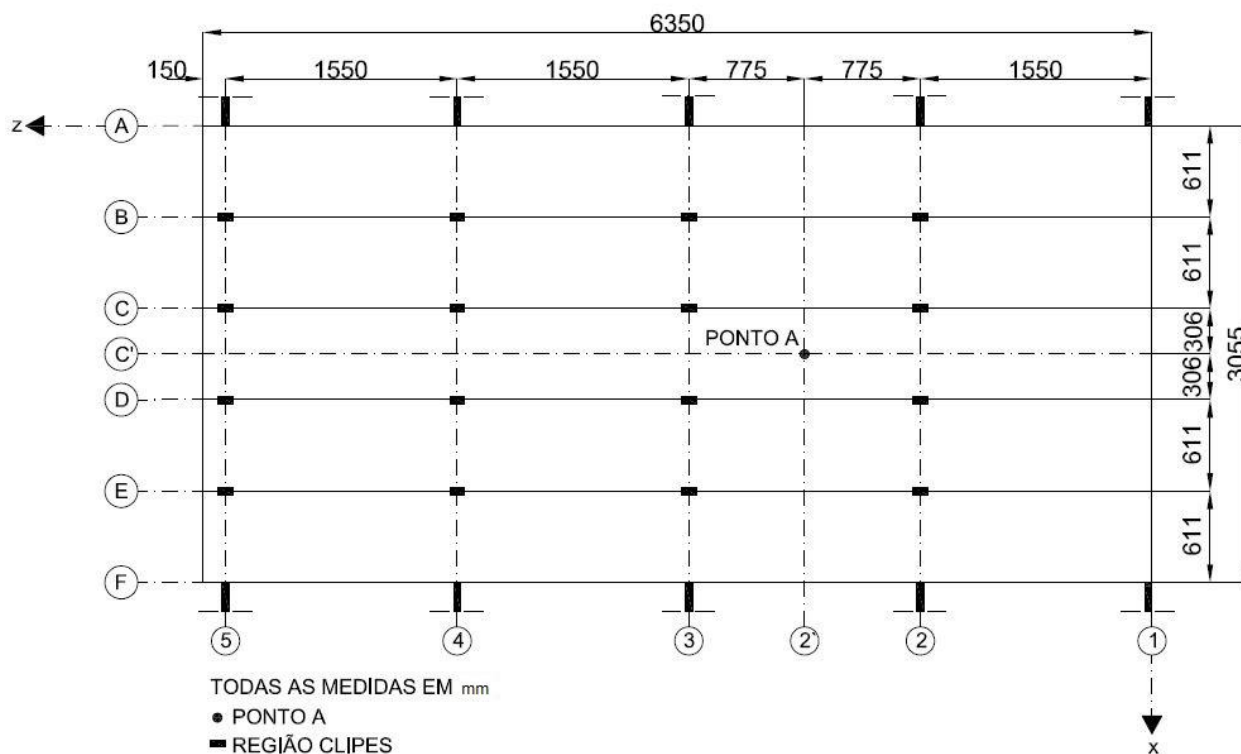


Figura 3.2 – Esquema do modelo experimental.

O método de Riks foi adotado como estratégia de solução dos modelos de elementos finitos, desenvolvidos com o auxílio do programa computacional Abaqus (Simulia Corp, 2010). Foram utilizados elementos de casca de quatro nós denominado de S4R.

De acordo com o tutorial do programa Abaqus (Simulia Corp, 2010), o método Riks é indicado para análises de instabilidades com a presença de não linearidade geométrica e das condições de contorno.

Em casos simples, análise linear de autovalor pode ser suficiente para avaliações de projeto, mas se há uma preocupação com a não linearidade de material, não linearidade geométrica antes da flambagem, ou resposta pós-flambagem instável, uma análise carga versus deslocamento deve ser realizada para investigar o problema.



O método de Riks utiliza a magnitude da carga como uma variável adicional, solucionada simultaneamente com os deslocamentos. Portanto, outra variável deve ser usada para medir o progresso da solução. Essa variável utilizada no programa Abaqus (Hibbitt, et al., 1998) é denominada "comprimento de arco". Esta abordagem fornece soluções independentemente da resposta ser estável ou instável.

No modelo numérico desenvolvido não foram consideradas as influências dos cliques e das terças nos estudos. Na região dos cliques, indicada na Figura 3.2 (100mm de extensão no sentido longitudinal sobre cada terça), foi configurada uma condição de apoio restringindo todos os deslocamento e rotações em relação aos eixos x e y. Os deslocamentos e rotações em relação ao eixo z foram liberados. Indicação dos eixos na figura 3.6.

Ao longo do eixo 1, mostrado na Figura 3.2, as telhas foram consideradas engastadas em toda a linha inferior, assim como as extremidades das filas A e F.

Os resultados foram medidos no Ponto A da Figura 3.2.

A validação do modelo foi realizada comparando-se os resultados experimentais apresentados por Sinno, *et al.* (2001), realizados na Universidade Estadual do Mississippi (MSU).

A seguir, tem-se um breve relato das etapas de desenvolvimento do modelo numérico.

### **3.1. Modelo inicial e estudo da malha**

Como modelo inicial, os cinco perfis de telhas foram unidos formando um único perfil contínuo e trapezoidal. Nessa fase, por ser mais complexa, a região da zipagem foi desconsiderada obtendo-se a seção transversal mostrada na Figura 3.3.



Figura 3.3 – Modelo Inicial.

A análise foi realizada considerando-se cantos vivos e, posteriormente, cantos arredondados nas dobras que formam os trapézios e enrijecedores do perfil. Não houve variações relevantes nos resultados obtidos.

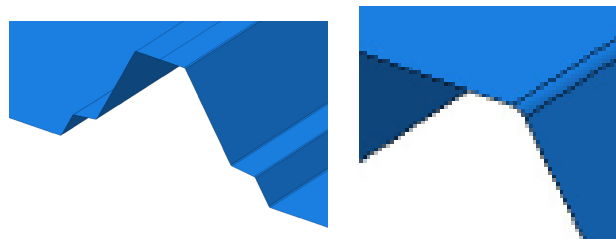


Figura 3.4 – Detalhe do trapézio com cantos arredondados.

Foram testadas três opções de malhas quadrilaterais com lados de dimensões máximas iguais a 10, 5 e 2,5cm respectivamente. Os resultados foram muito próximos entre si, como pode ser verificado na Figura 3.5. Dessa forma, uma malha composta por elementos de lados com dimensões máxima de 5cm de lado foi adotada nos modelos posteriores.

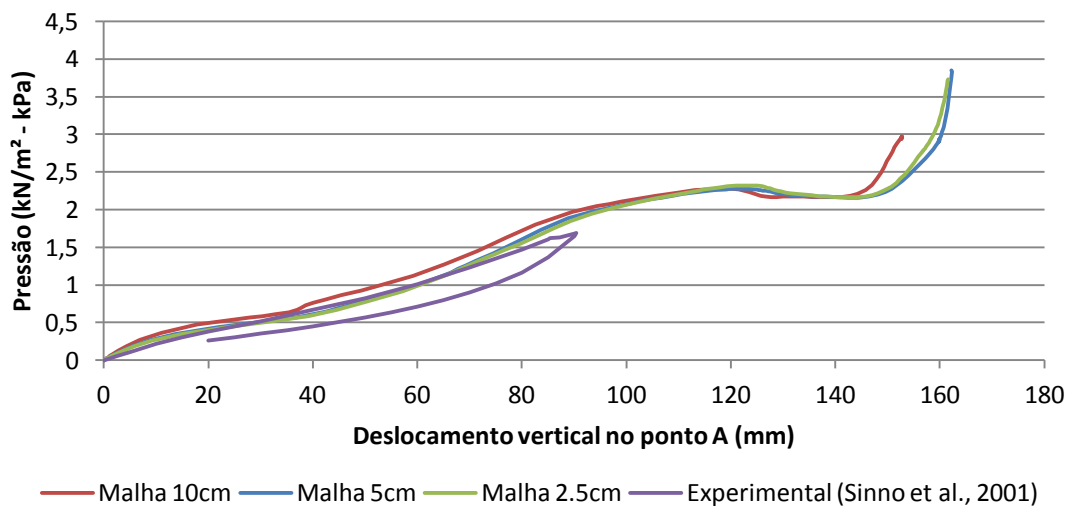


Figura 3.5 – Definição do tamanho da malha. Deslocamentos medidos no Ponto A, conforme figura 3.2.

Apesar dos bons resultados obtidos com o modelo inicial descrito neste item, certamente deslocamentos em outros pontos do modelo não estariam corretos, já que a zipagem não foi considerada levando, provavelmente, a um modelo menos rígido do que o real, já que aumentaria os valores das propriedades geométricas da seção transversal.

### 3.2. Modelos com aproximação da zipagem

Para obter melhores respostas em diferentes pontos do modelo havia a necessidade de incluir a zipagem nos perfis. Cuidadosamente foram realizadas novas análises, procurando-se adequar a geometria dos perfis o mais próximo da realidade e definindo as propriedades de interação entre eles.

Foram então incluídos elementos verticais, na região da zipagem para simular a rigidez das emendas como mostrado na Figura 3.6. Nessa aproximação, a espessura do elemento utilizado foi a de duas vezes a espessura da chapa para aproximar a rigidez das abas zipadas.

Os apoios na região dos cliques foram configurados na linha superior do elemento vertical incluído no perfil.

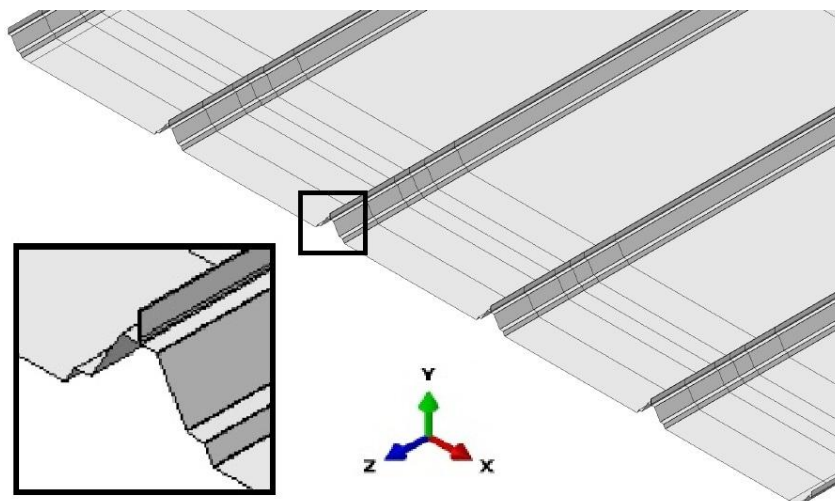


Figura 0.6 – Modelo desacoplado com aproximação da zipagem.

Inicialmente não foram adotados elementos de contato entre os elementos verticais incluídos, e conseqüentemente, o modelo apresentou uma diminuição significativa da resistência e da rigidez, pois não houve interação entre os perfis. Além disso, por não haver nenhuma propriedade de contato configurada, os elementos se trespassaram sem qualquer resistência

entre eles. Na sequencia, foi configurada a interação entre os perfis de forma que na interface, os deslocamentos dos nós da malha de uma das telhas seriam iguais aos deslocamentos dos nós da malha da telha adjacente.

Este último modelo apresentou resultados quase idênticos aos obtidos com o modelo inicial apresentado no item anterior. Os resultados seguem plotados na Figura 3.7.

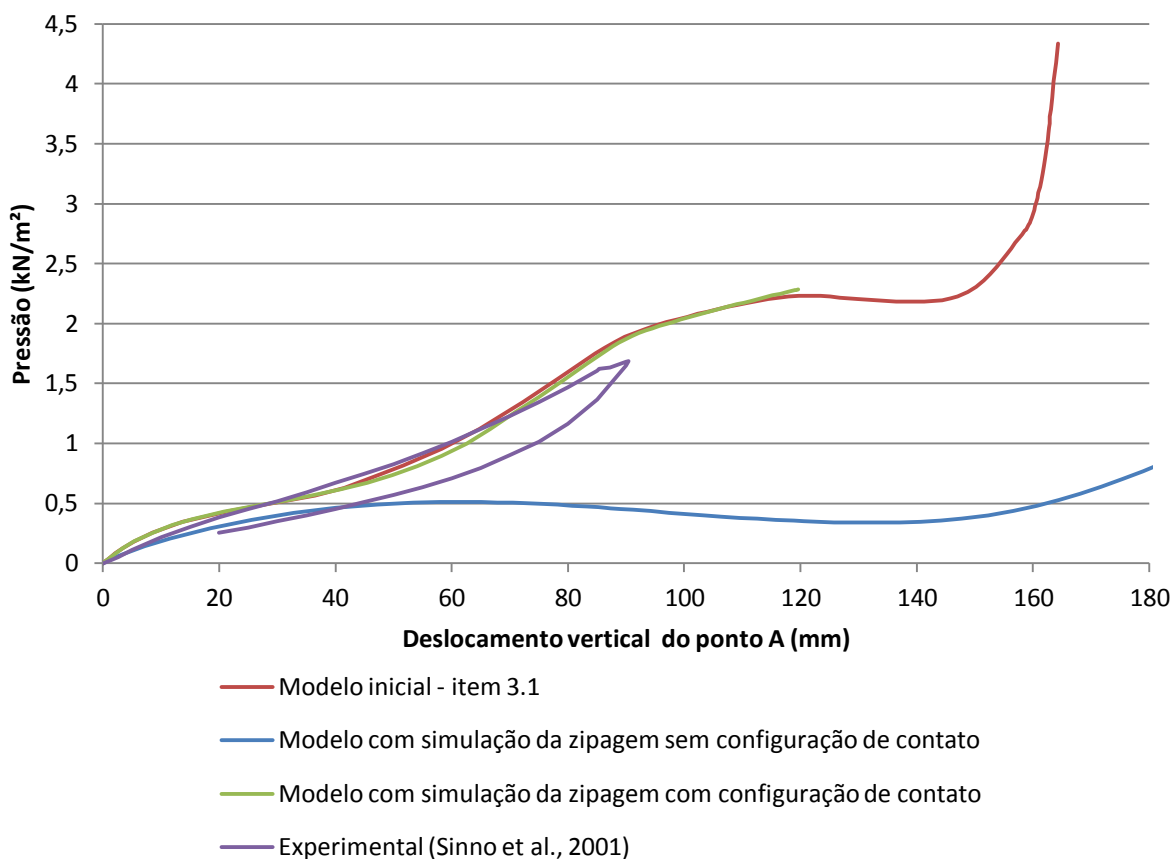


Figura 3.7 – Resultados obtidos com a inclusão de elemento para simular a zipagem.

Apesar dos valores obtidos estarem muito próximos aos resultados do experimento realizado por Sinno, *et al.* (2001), o resultado da análise ainda não foi satisfatório, já que a deformada plotada não teve o mesmo comportamento da deformada do experimento na região das emendas das telhas, conforme mostrado na Figura 3.8. Desta forma, novos modelos foram desenvolvidos.

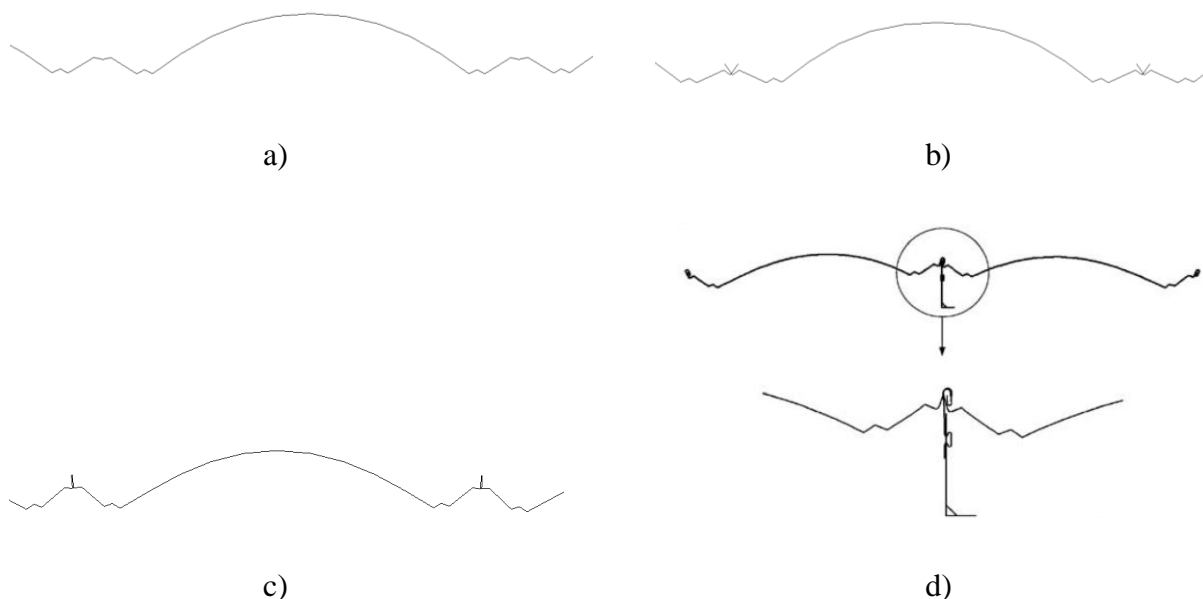


Figura 3.8 – Seções transversais deformadas: a) Modelo inicial (Item 3.1); b) Telhas com elemento para simular a zipagem sem configuração de contato; c) Telhas com elemento para simular a zipagem e contato configurado; d) Análise numérica realizada por Ali, *et al.* (2003).

Para que a rotação das telhas em relação ao eixo  $z$ , longitudinal, ocorra como no ensaio realizado por Sinno, *et al.* (2001), foram incluídos elementos unindo novamente todos os perfis entre si na altura da crista como mostrado na Figura 3.9, formando um perfil contínuo.

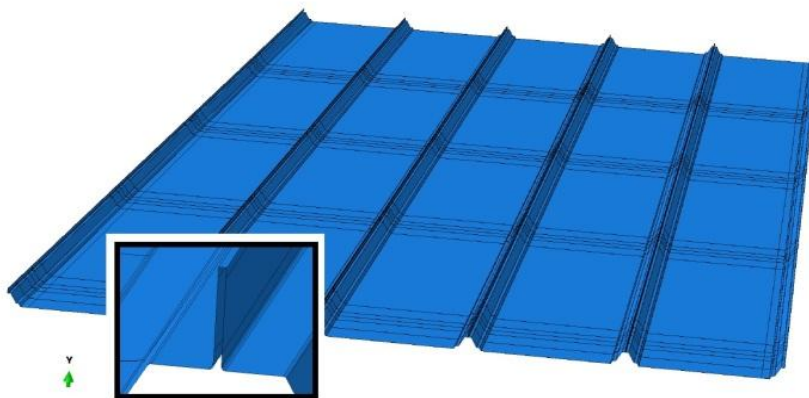


Figura 3.9 – Modelo contínuo com elemento de ligação entre perfis.

Duas análises foram realizadas. Na primeira análise considerou-se as espessuras dos elementos verticais equivalentes a duas vezes a espessura das telhas para aumentar a rigidez do modelo tendendo a uma melhor aproximação da zipagem, que na realidade é composta por quatro abas, ou seja, quatro espessuras contribuem para sua rigidez.

Os resultados obtidos mostraram um modelo mais rígido quando comparados com os resultados dos experimentos realizados por Sinno, *et al.* (2001). A deformada se aproximou daquela apresentada nos trabalhos de Ali, *et al.* (2003), entretanto, a espessura do elemento vertical considerada como o dobro da espessura das telhas aumentou muito a rigidez do modelo (Figura 3.10).

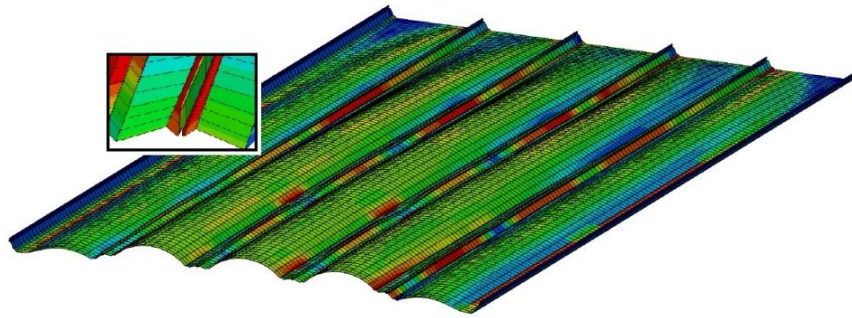


Figura 3.10 – Modelo contínuo com espessura dos elementos verticais igual a duas vezes o valor da espessura das telhas.

A segunda análise foi realizada considerando-se o valor da espessura de todo o modelo igual ao valor da espessura das telhas, e o resultado ficou ainda mais próximo aos resultados dos ensaios realizados por Sinno, *et al.* (2001). Entretanto, os deslocamentos ao longo das cristas foram superiores aos do modelo experimental, já que a rigidez à flexão do perfil conforme modelado é inferior à rigidez do perfil real ensaiado (Figura 3.11).

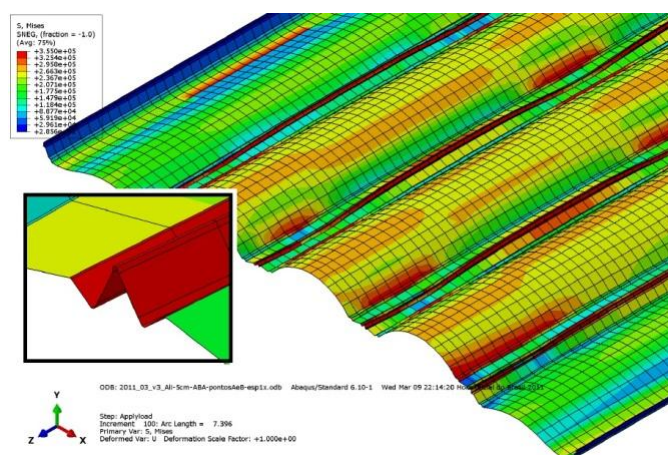


Figura 3.11 – Modelo contínuo com espessura constante.

Os resultados são comparados na Figura 3.12.

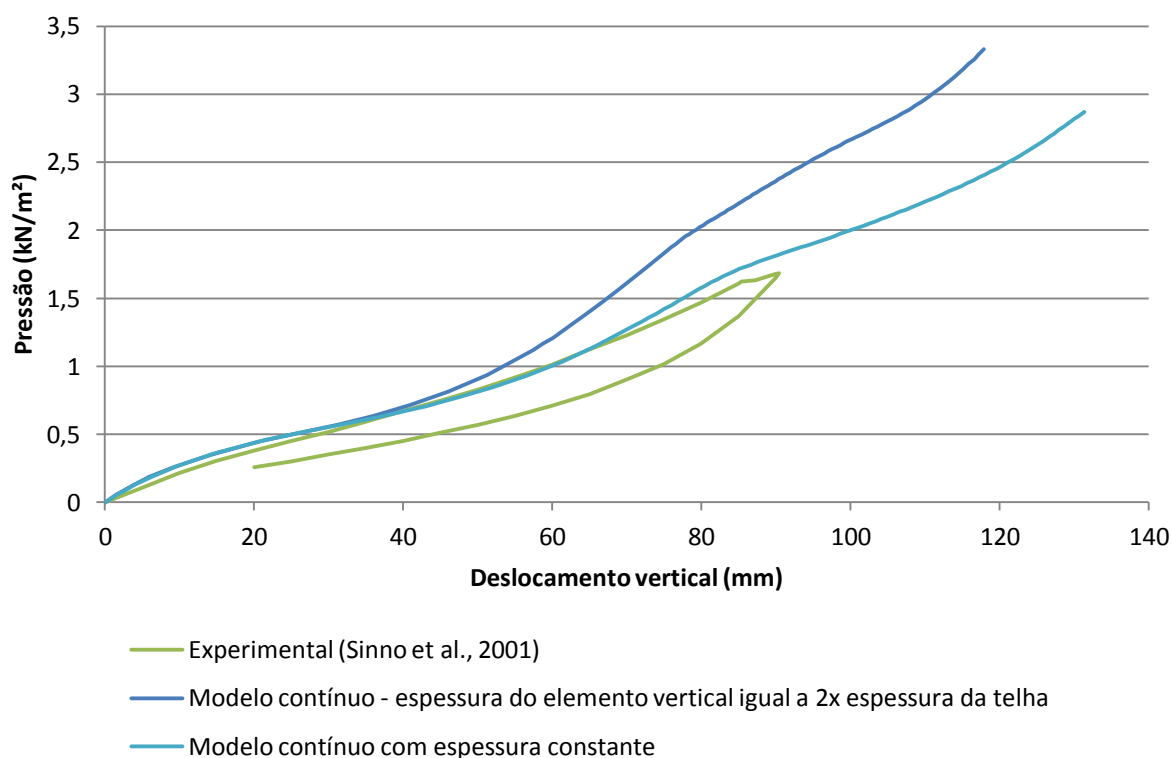


Figura 3.12 – Comparação dos resultados com os perfis contínuos porém, com diferentes espessuras para os elementos que simulam a zipagem.

### 3.3. Modelos Finais Validados

Para obtenção de valores mais confiáveis, inclusive em outros pontos do modelo, a inclusão da zipagem é necessária. Ela provoca aumento de resistência e de rigidez do modelo reduzindo os deslocamentos nas regiões centrais dos vãos, entre os apoios.

Outros modelos foram estudados, com maior refinamento da malha para que a curvatura das dobras da zipagem fosse mantida e, ainda, admitindo a propriedade de contato entre alguns elementos da seção para obtenção de resultados compatíveis com o experimento em diversos pontos e de uma deformada mais próxima da realidade. Para reduzir os esforços computacionais assim como o tempo necessário para cada análise, o princípio da simetria também foi considerado.

Ao final, dois diferentes modelos foram validados, considerando-se a simetria, conforme Figura 3. 13(a) e (b) para o modelo denominado como Modelo Meia Telha (MMT) e Figura 3. 14(a) e (b) para o modelo denominado como Modelo Duas Telhas (MDT).

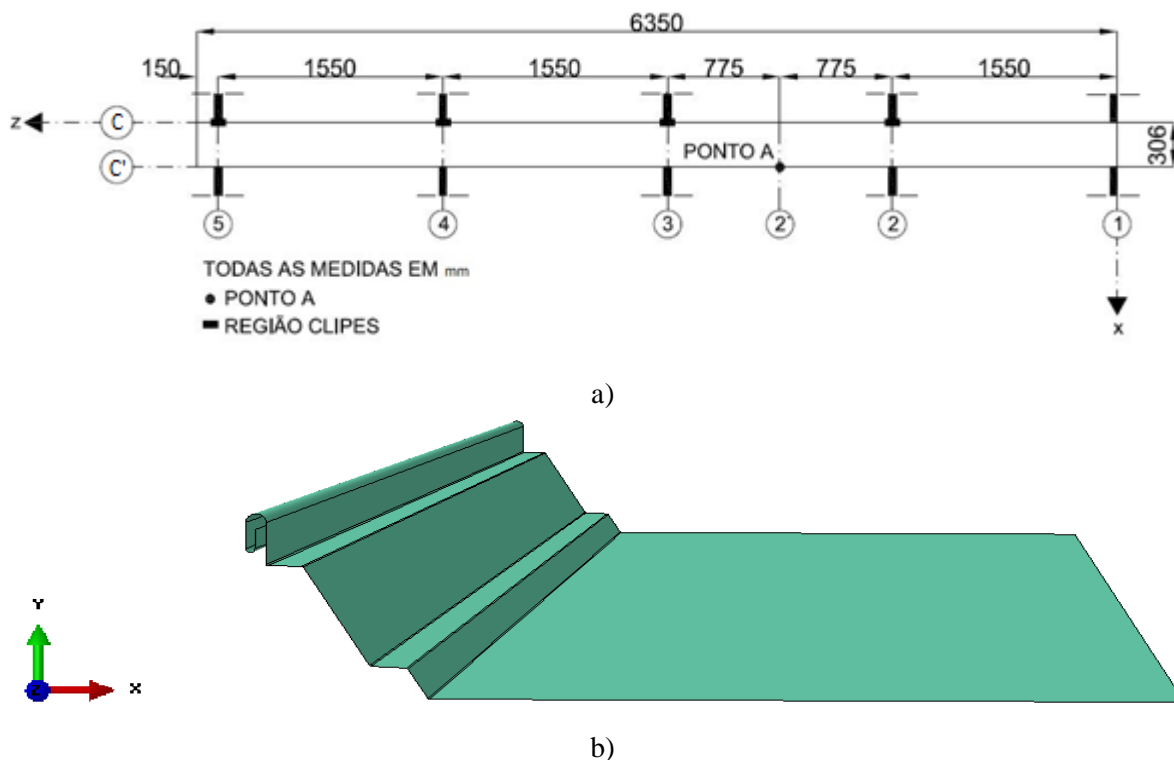


Figura 3.13 – Modelo MMT usando o princípio da simetria. (a) Esquema de montagem; (b) Perspectiva.

O modelo MMT considera um único perfil, cuja seção transversal está dividida ao meio. A zipagem foi representada através de condições de contorno simulando a interação entre o perfil adjacente como indicado adiante, na descrição do modelo.

O modelo MDT também faz uso da simetria, sendo composto por um perfil central completo e dois perfis adjacentes, sendo as larguras dos últimos reduzidas, representando cada um a metade de uma telha. A zipagem neste modelo é representada com a interação entre os perfis adjacentes através de propriedades de contato configuradas como mostrado adiante.



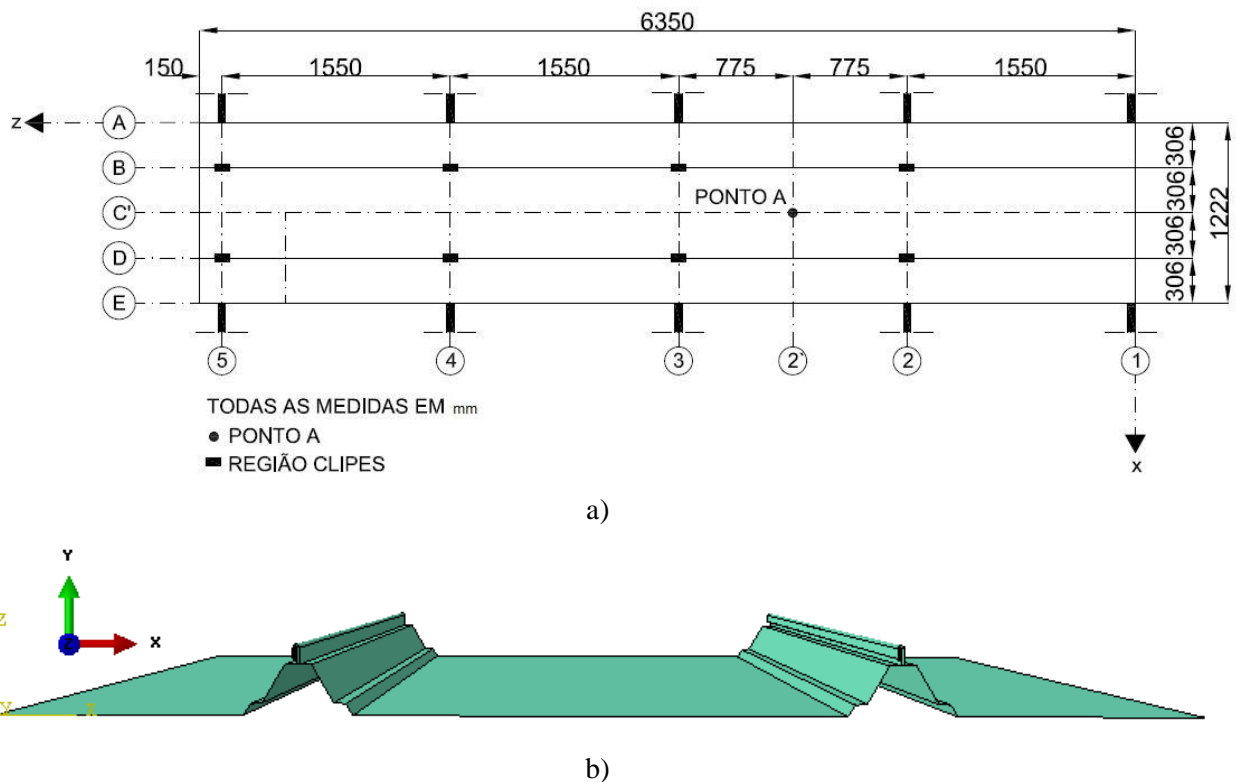


Figura 3.14 – Modelo MDT usando o princípio da simetria. (a) Esquema de montagem; (b) Perspectiva.

Ambos os modelos foram analisados considerando-se as propriedades do aço galvanizado ASTM A792M-09a AZ 150, Grau 50, espessura de 0,76mm, resistência ao escoamento de 345MPa, resistência à ruptura de 450MPa, Modulo de Elasticidade igual a  $2,1 \times 10^8$  kN/m<sup>2</sup>, coeficiente de Poisson de 0,3 e comprimento dos painéis de 6,35m. Estas propriedades foram tomadas conforme o trabalho de Ali, *et al.* (2003).

### 3.3.1. Modelo Meia Telha - MMT

Ao longo do eixo 1, na Figura 3.13, o perfil foi considerado totalmente engastado na linha inferior, e, junto ao eixo longitudinal de simetria, fila C', foi configurado engaste móvel, permitindo apenas deslocamentos verticais conforme mostrado na Figura 3.15.

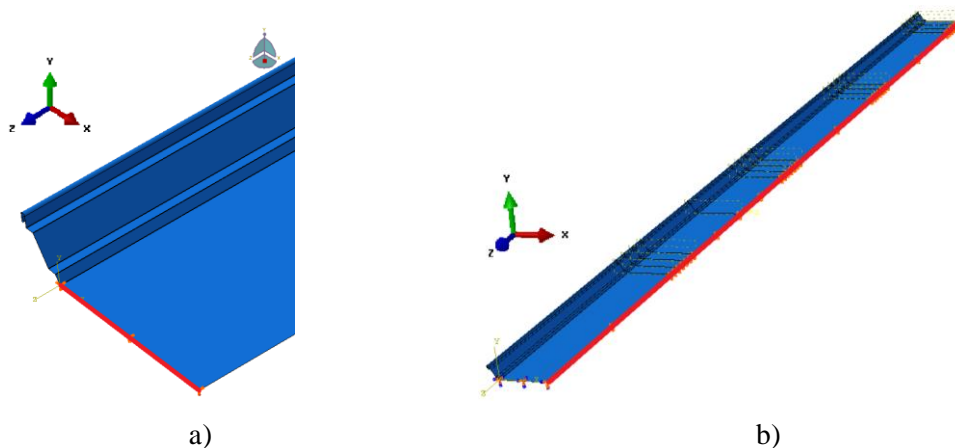


Figura 3.15 – Condições de contorno do Modelo Meia Telha. (a) Eixo 1; (b) Fila C'.

Não foram modelados os cliques e as terças. Na região onde ficam localizados os cliques, 100mm de extensão no sentido longitudinal sobre cada terça, foram definidas as duas linhas mostradas na Figura 3.16 onde restringiu-se os deslocamentos transversais e rotações em relação aos eixos vertical e transversal para as duas regiões e também deslocamentos verticais para a região inferior representada na letra b da Figura 3.16.

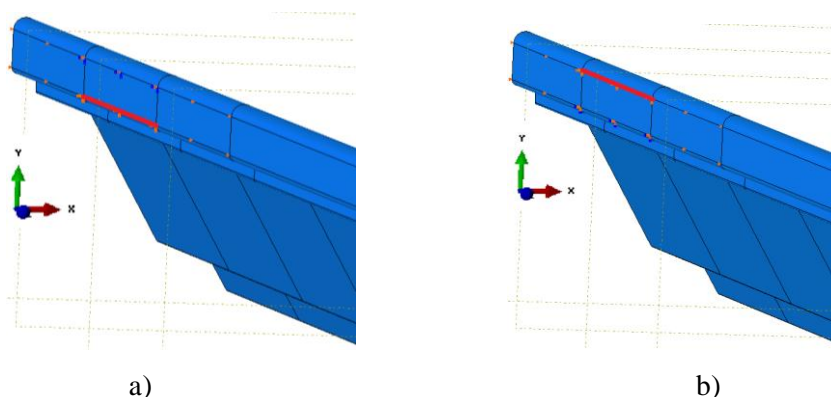


Figura 3.16 – Representação das condições de contorno para o Modelo Meia Telha na região dos c. (a) Linha inferior; (b) Linha Superior.

Em toda a extensão longitudinal do perfil, no mesmo alinhamento das duas regiões mostradas na Figura 3.16, foram configuradas linhas com restrições em relação ao deslocamento transversal, direção x, conforme indicado na Figura 3.17, simulando a interação existente entre o perfil modelado e o perfil adjacente.

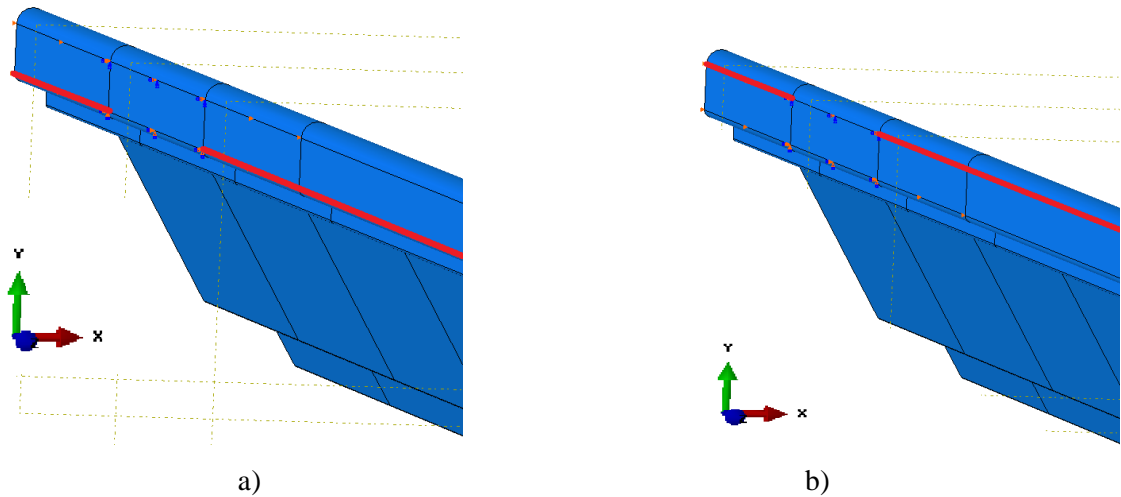


Figura 3.17 – Representação das condições de contorno para o MMT ao longo de toda a zipagem, exceto na região dos cliques. (a) Linha inferior; (b) Linha Superior.

Por se tratar de um modelo simplificado, a malha pôde ser reduzida ainda mais com elementos quadrados de lados iguais a 4,5mm. A região da zipagem ficou bem representada com esse refinamento. O ponto A mostrado na Figura 3.18b, representa o local onde foram medidos os deslocamentos verticais.

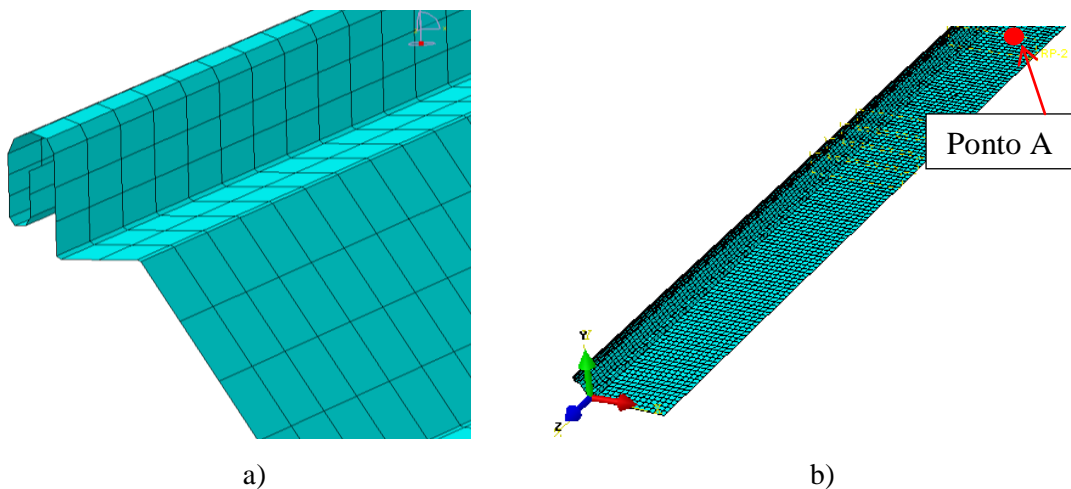


Figura 3.18 – Malha do Modelo Meia Telha: (a) Detalhe da malha na região curva da zipagem; (b) Malha em todo o perfil com indicação do Ponto A.

A análise foi interrompida ao atingir a pressão limite de 1,8 kN/m<sup>2</sup> como mostrado na Figura 3.20, já que compreendia os valores obtidos por Sinno, *et al.* (2001) que foram utilizados na calibração deste modelo. A deformada é apresentada na Figura 3.19.

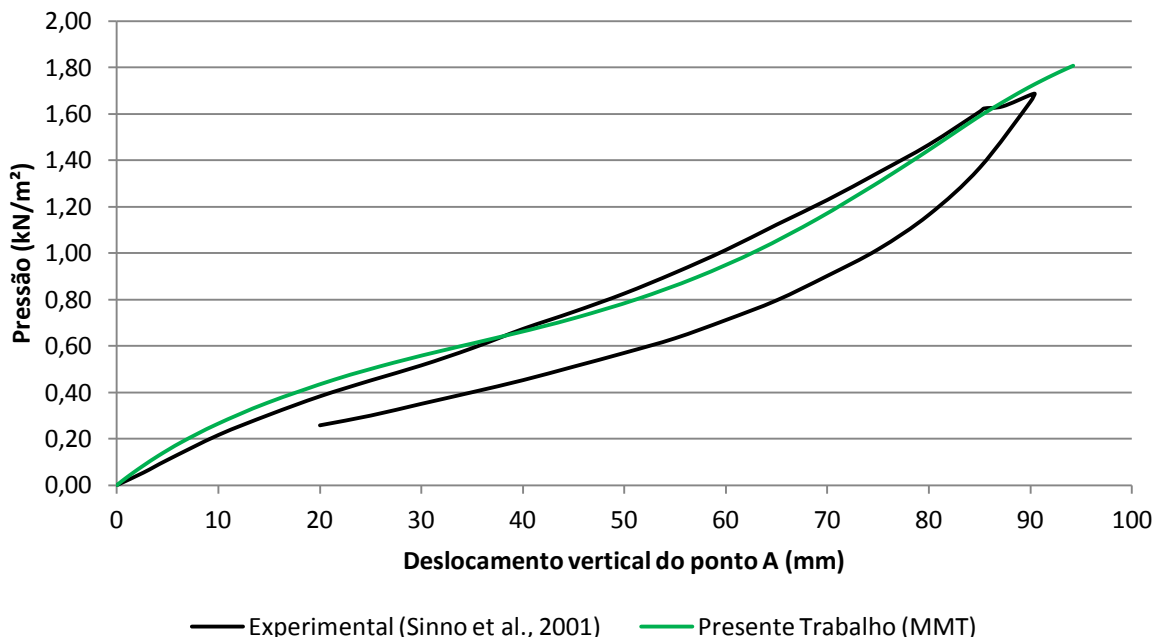


Figura 3.19 – Resultados da análise do Modelo Meia Telha.

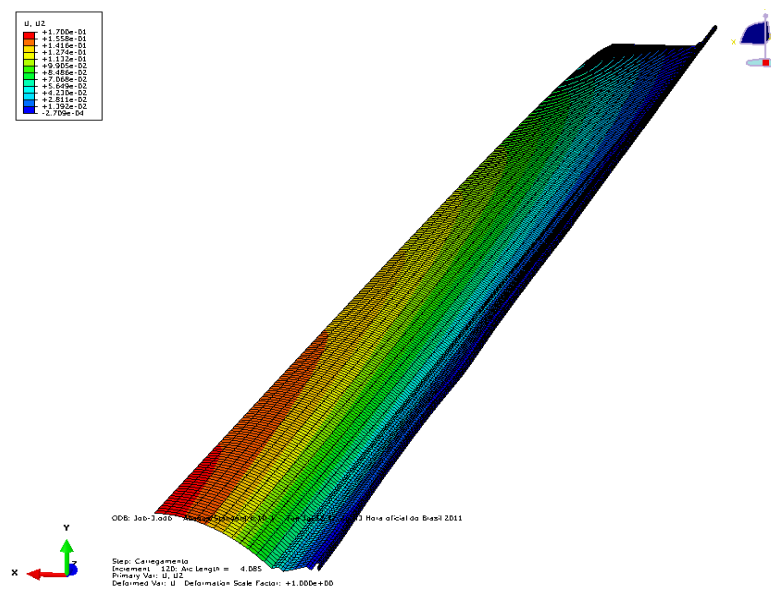


Figura 3.20 – Deformada do Modelo Meia Telha (MMT) para a pressão de 1,8 kN/m<sup>2</sup>.

O gráfico da Figura 3.20 indica os deslocamentos verticais medidos no ponto A do Modelo Meia Telha (MMT) e os deslocamentos verticais obtidos por Sinno, *et al.* (2001) no ponto correspondente. Nota-se que os resultados estão muito próximos, validando o Modelo Meia Telha.

### 3.3.2. Modelo Duas Telhas (MDT)

Ao longo do eixo 1, Figura 3.14, o perfil foi considerado totalmente engastado na linha inferior e, junto aos eixos longitudinais de simetria, filas A e E, foram permitidos apenas os deslocamentos verticais conforme mostrado na Figura 3.21.

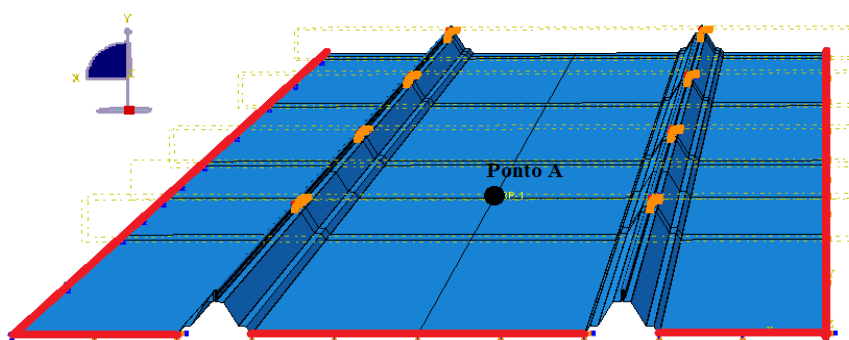


Figura 3.21 – Condições de contorno das extremidades configuradas para o Modelo Duas Telhas (MDT).

Na região dos cliques foram definidas superfícies, onde foram restringidos os deslocamentos e rotações em relação aos eixos transversal e vertical (direções x e y respectivamente), como mostrado na Figura 3.22.

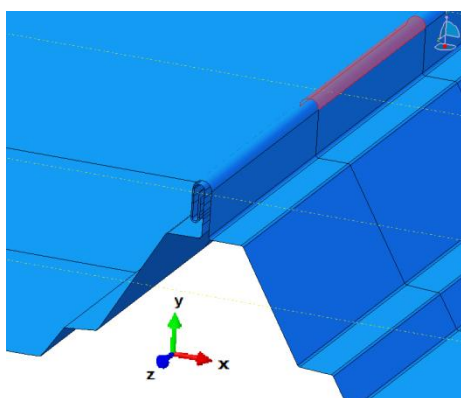


Figura 3.22 – Superfície equivalente à região dos cliques.

Observando-se o comportamento dos experimentos realizados por Sinno, *et al.* (2001) e dos modelos numéricos estudados por Ali, *et al.* (2003), e ainda do modelo em análise, foram configuradas propriedades de contato entre elementos dos perfis como mostrado na Figura

3.23. Nestas regiões, durante toda a análise, os elementos permanecem em contato e as rotações e deslocamentos relativos entre eles são nulos.

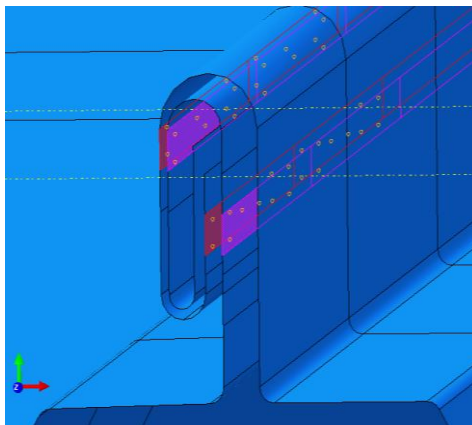


Figura 3.23 – Regiões com propriedade de contato configurado.

Para reduzir os esforços computacionais, as dimensões da malha foram definidas com elementos de lados com dimensão máxima de 5,5mm. A região da zipagem continuou bem representada com essa malha. O ponto A, mostrado na Figura 3.24a, representa o local onde foram medidos os deslocamentos verticais.

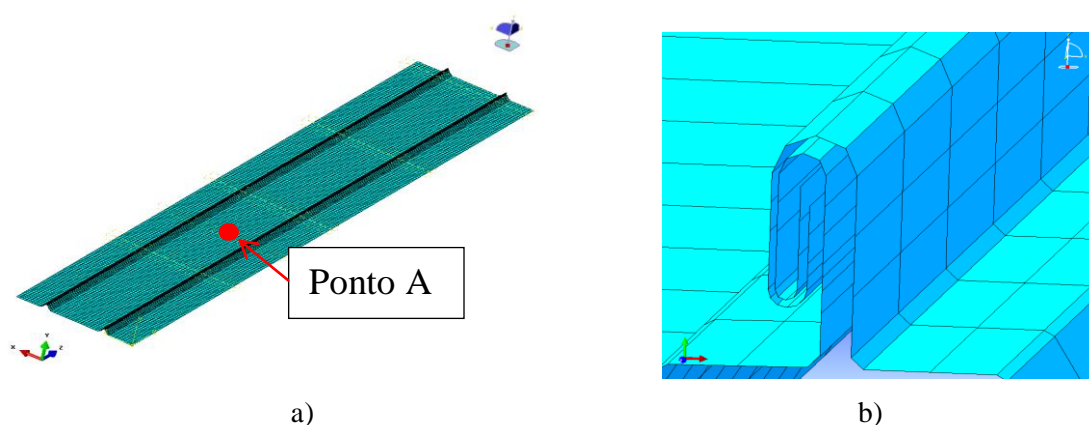


Figura 3.24 – Malha do MDT. (a) Malha em todos os perfis do modelo; (b) Detalhe da malha na região curva da zipagem.

A análise foi interrompida ao atingir a pressão de  $1,8 \text{ kN/m}^2$  como mostrado no gráfico da Figura 3.25, já que compreendia os valores obtidos por Sinno, *et al.* (2001) que foram utilizados na validação deste modelo. A deformada é mostrada na Figura 3.26.

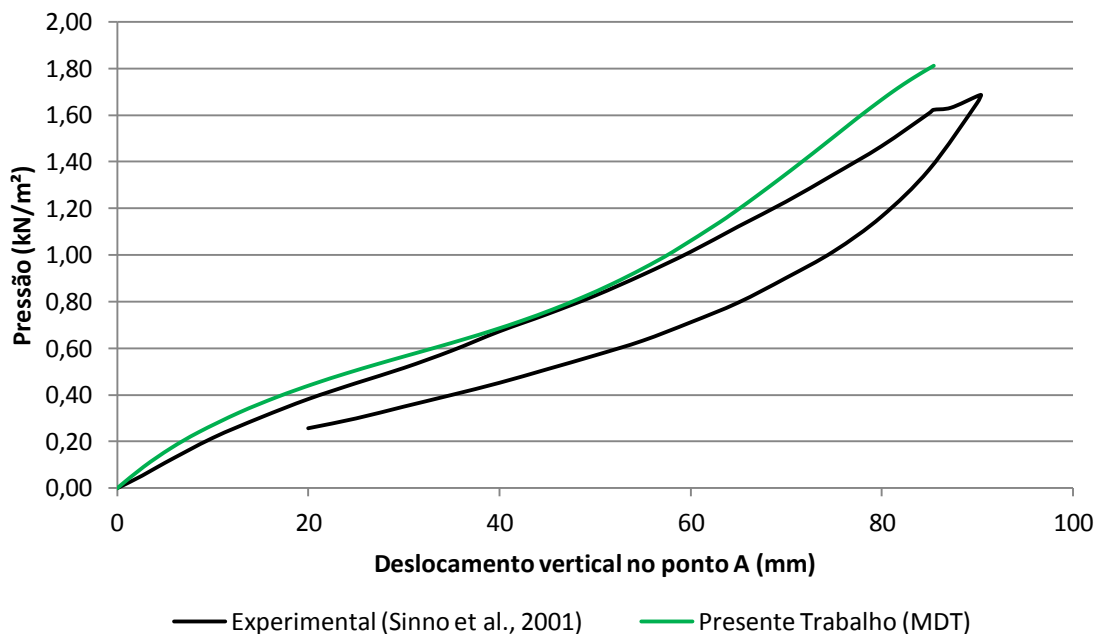


Figura 3.25 – Resultados da análise do Modelo Duas Telhas (MDT).

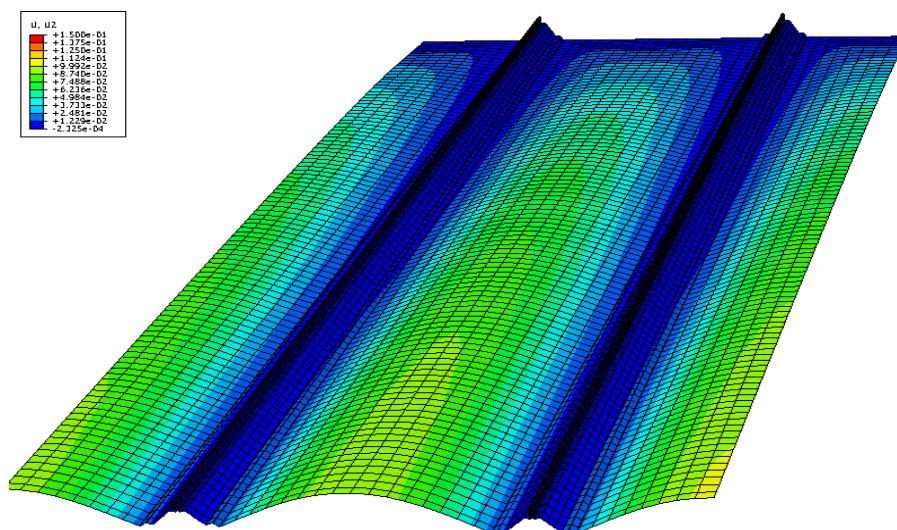


Figura 3.26 – deformada do MDT para a pressão de 1,8kN/m<sup>2</sup>.

O gráfico da Figura 3.26 indica os deslocamentos verticais medidos no ponto A do Modelo Duas Telhas e os deslocamentos verticais obtidos por Sinno, *et al.* (2001). Os resultados estão muito próximos e são satisfatórios, validando o modelo desenvolvido.

Os resultados de ambos os modelos foram muito próximos aos resultados experimentais obtidos por Sinno, *et al.* (2001) na Universidade Estadual do Mississippi.

Na comparação com os resultados experimentais, o MMT apresentou melhores resultados do que o MDT como mostrado na Figura 3.27. O MDT apresentou maior rigidez em relação ao MMT a partir da pressão de  $0,60\text{kN/m}^2$ .

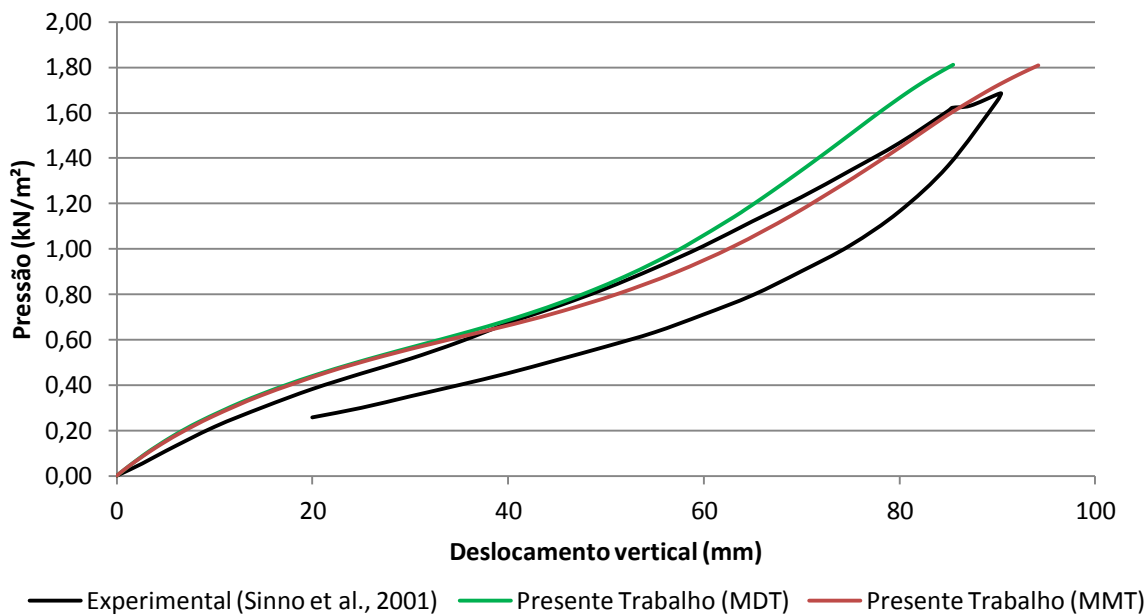


Figura 3.27 – Comparativo das análises entre os Modelos Meia Telha, Duas Telhas e experimento realizado por Sinno, *et al.* (2001).

Dessa forma, os mesmos critérios acima foram adotados para a continuidade do trabalho, adotando-se os dois modelos validados com a substituição do perfil da telha juntamente com os materiais mais utilizados no Brasil, conforme proposto neste trabalho.



## CAPÍTULO 4. DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram adotados os modelos Meia Telha (MMT) e Duas Telhas (MDT) validados conforme demonstrado no CAPÍTULO 3..

O perfil utilizado Ali, *et al.* (2003) foi substituído pelo perfil RW 65 fabricado pela Roofway (2010) conforme croqui representado na Figura 4.1.

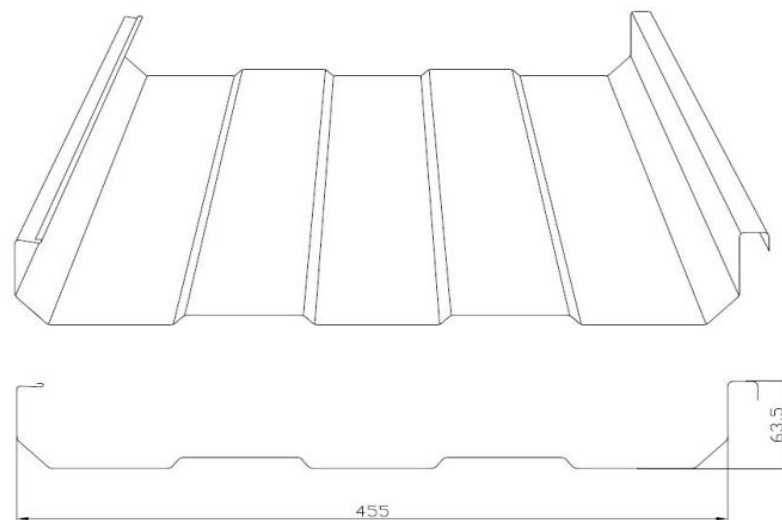


Figura 4.1 – Desenho técnico do perfil RW 65 (Roofway, 2010).

Para cada modelo foram analisados dois tipos de materiais, aqui denominados como M1 e M2. O material M1 assume as propriedades mecânicas do aço galvalume ASTM A 792M-09a, qualidade comercial tipo B, com resistência ao escoamento,  $f_{y,M1}$ , de 245MPa e resistência à ruptura,  $f_{u,M1}$ , de 410MPa. O material M2 assume as propriedades mecânicas do aço galvalume ASTM A 792M-09a, qualidade estrutural, Grau 340 Classe 1, com resistência ao escoamento,  $f_{y,M2}$ , de 340MPa e resistência a ruptura,  $f_{u,M2}$ , de 450MPa. O coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e o módulo de elasticidade,  $E$ , adotados para ambos os materiais são respectivamente 0,3 e 200000MPa. As curvas de tensão *versus* deformação nominais dos aços M1 e M2 são mostrados a seguir pelas figuras 4.2 e 4.3.

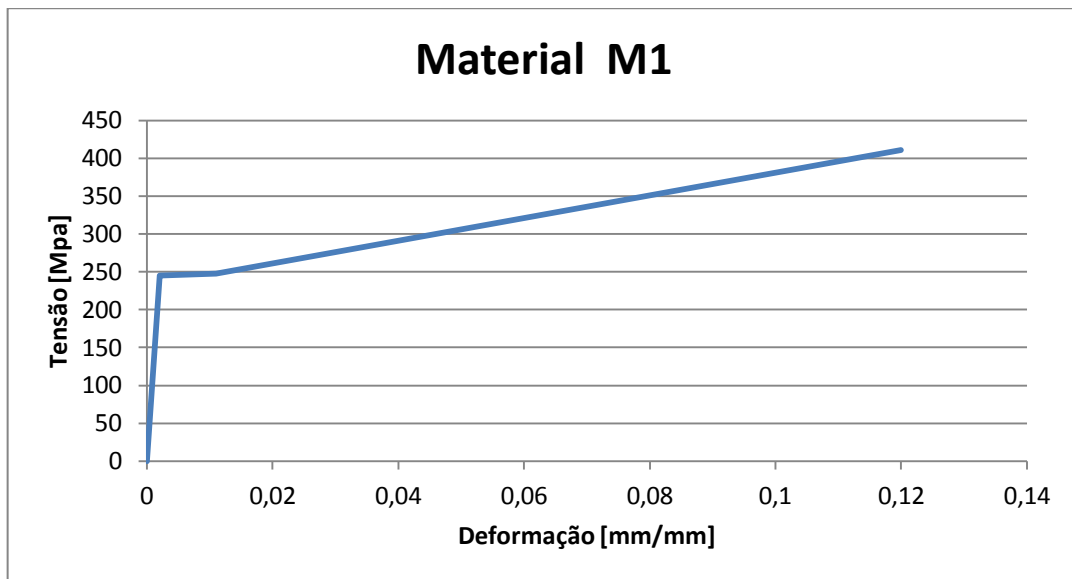


Figura 4.2 – Curva tensão x deformação material M1.

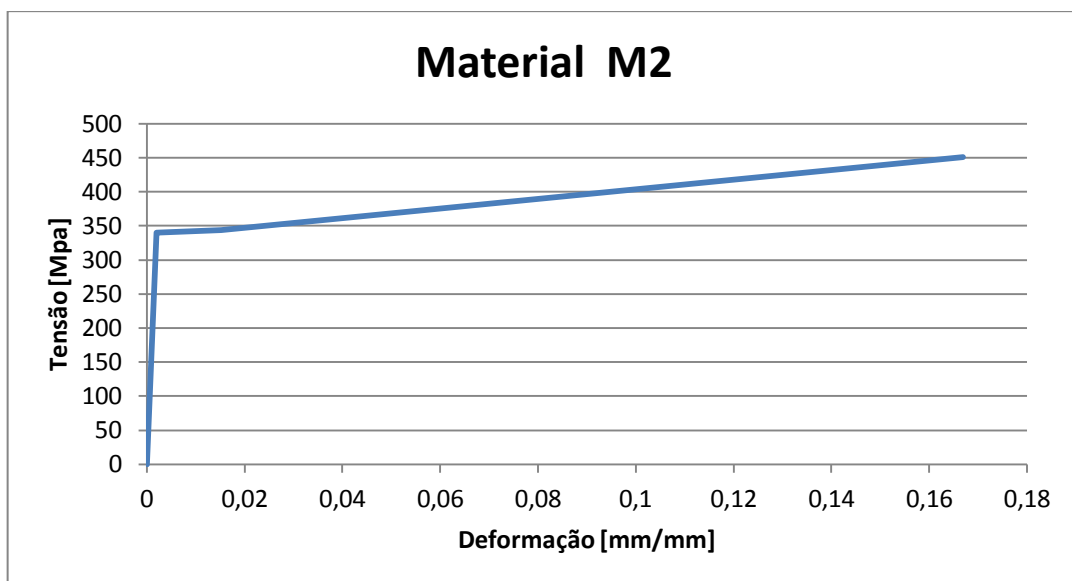


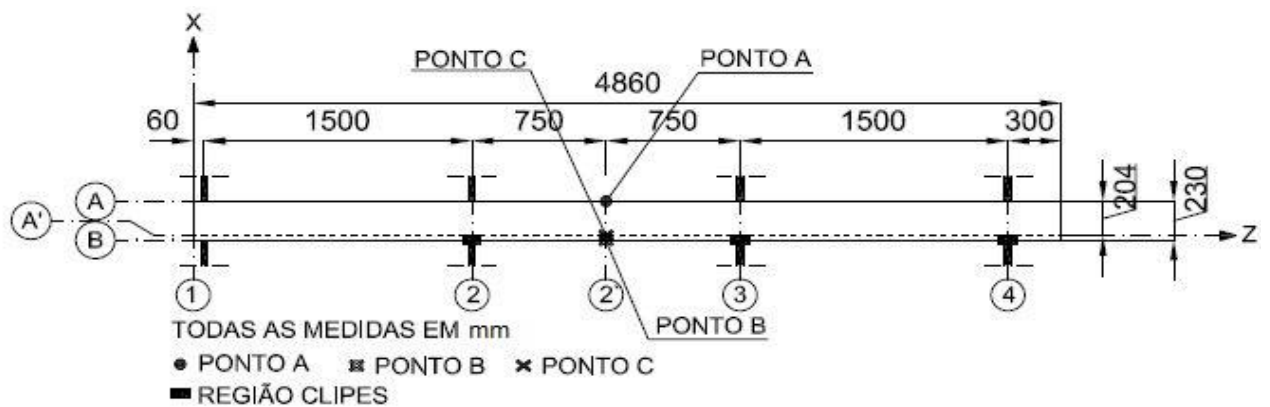
Figura 4.3 – Curva tensão x deformação material M2.

Foram adotadas nas análises as espessuras nominais  $e_1$ , igual a 0,50mm e  $e_2$ , igual a 0,65mm e quatro diferentes vãos entre os apoios,  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l_3$  e  $l_4$  com valores iguais a 1.500, 1.800, 2.000 e 2.500mm respectivamente, por serem as espessuras e vãos mais utilizados no Brasil para esse tipo de sistema.

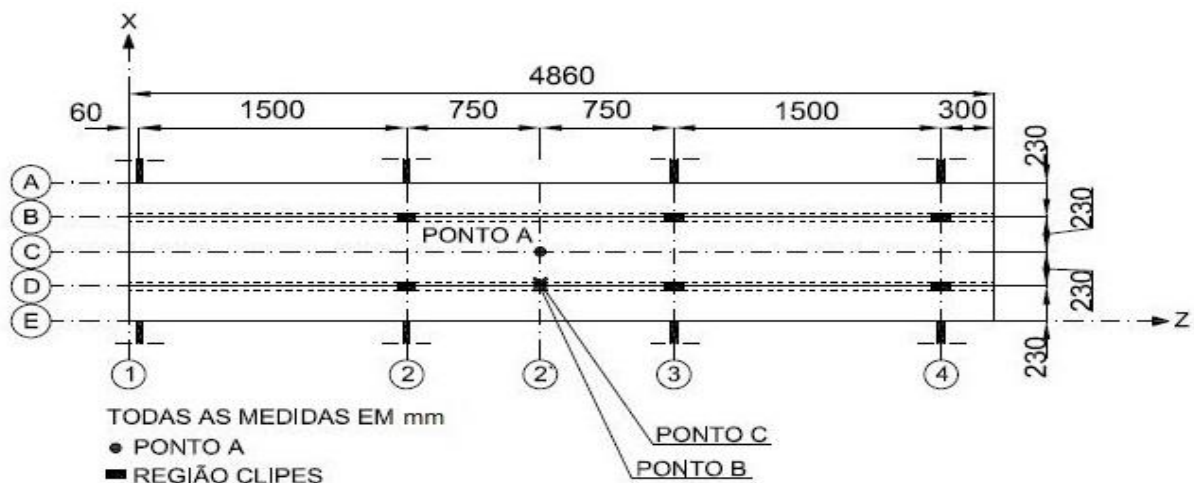
**4.1. Modelos Numéricos Representativos**

Os modelos analisados se comportaram de maneira semelhante entre si, como mostrado adiante na Figura 4.19. Para exemplificar o comportamento do perfil de telha zipada analisado sob carregamento de sucção são apresentados resultados medidos no ponto A (Figura 4.4) para os modelos MMT e MDT considerando-se os espaçamentos entre apoios iguais a 1500mm e as propriedades mecânicas do material M2 com espessura nominal igual a 0,65mm.

Abaixo seguem esquemas de montagem dos modelos analisados com a indicação dos pontos onde foram medidos os resultados.



a) MMT - Modelo Meia Telha.



b) MDT - Modelo Duas Telhas.

Figura 4.4 - Esquemas dos modelos analisados. (a) MMT; (b) MDT.

A Figura 4.5 apresenta a perspectiva dos modelos MMT e MDT para o perfil RW 65.

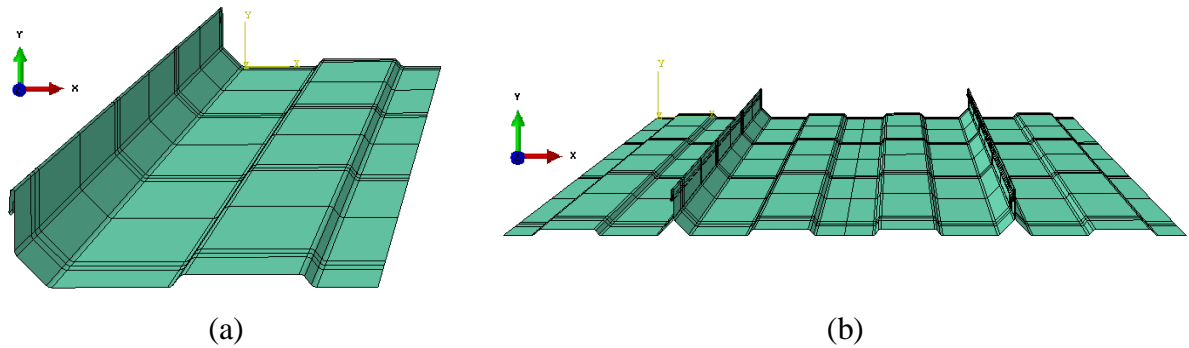


Figura 4.5 – Modelos com perfis RW 65 (a) MMT; (b) MDT.

c) A Figura 4.6 apresenta os deslocamentos dos pontos das seções transversais dos modelos passando pelos pontos A, B e C (Figura 4.4

Figura 4.) no momento em que a pressão atinge o valor de  $2,86\text{kN/m}^2$ , enquanto a Figura 4.7 apresenta os deslocamentos medidos no ponto A ao longo da análise.

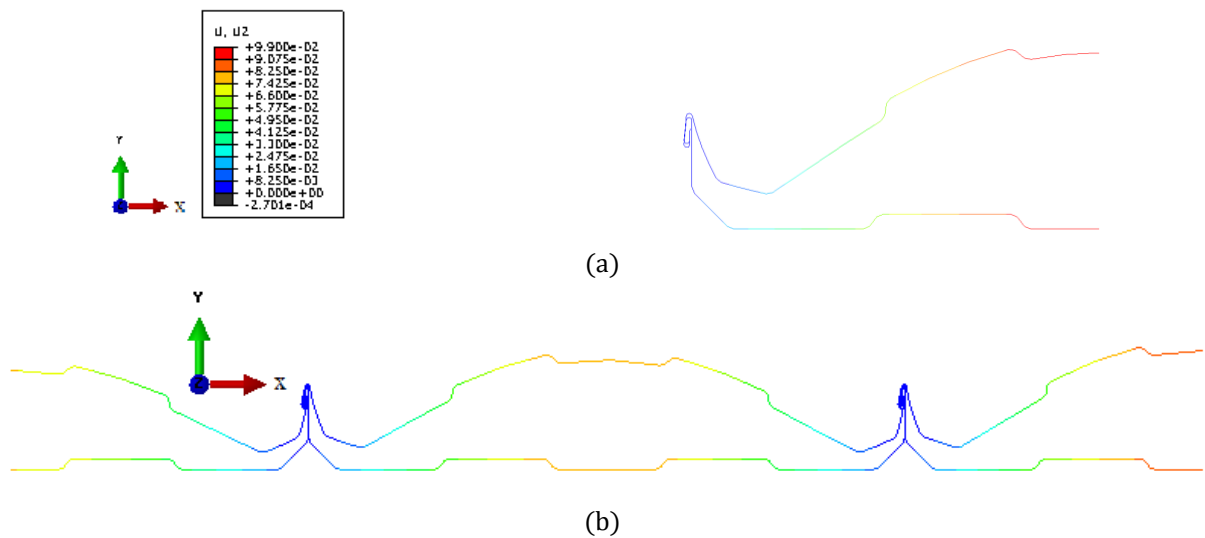


Figura 4.6 – Seções transversais dos perfis RW 65 passando pelo Ponto A, após carregamento: (a) MMT; (b) MDT. Deslocamentos representados em metros.

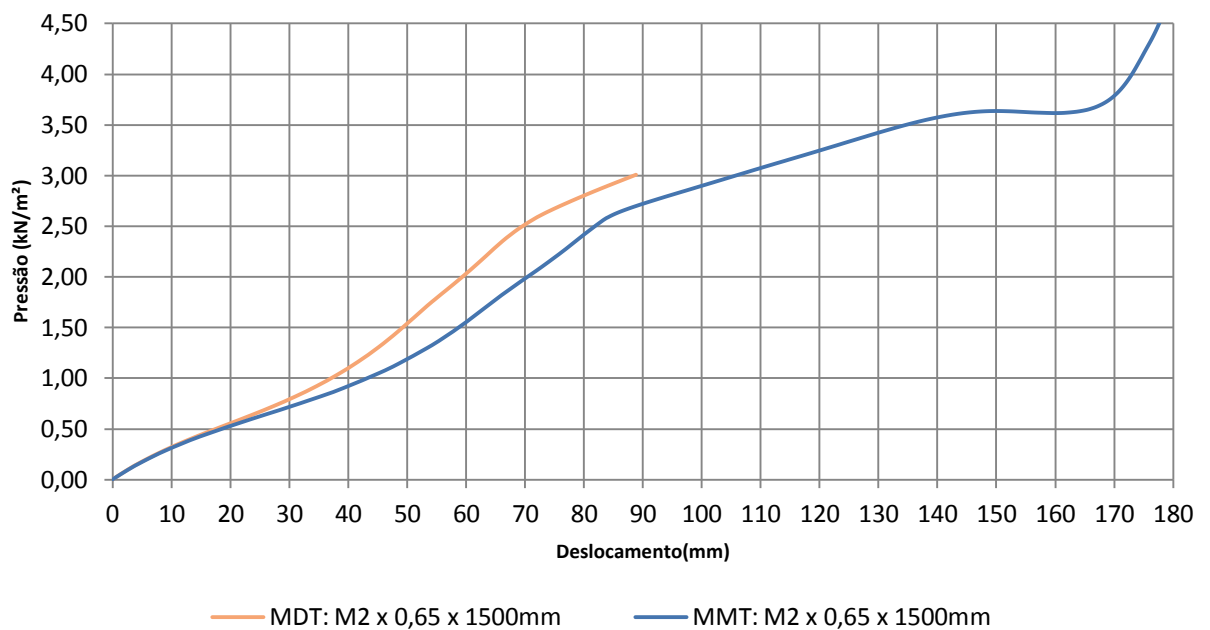
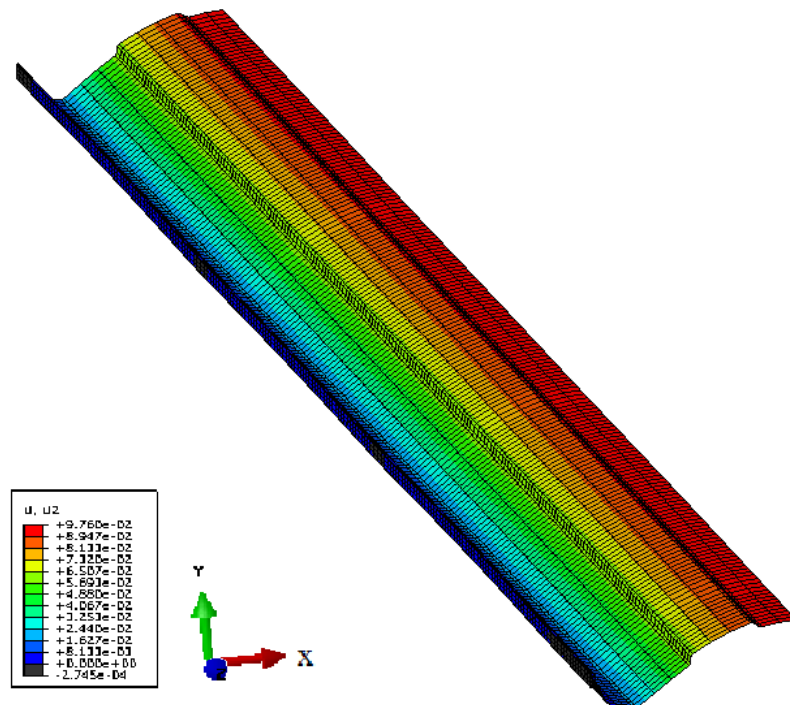


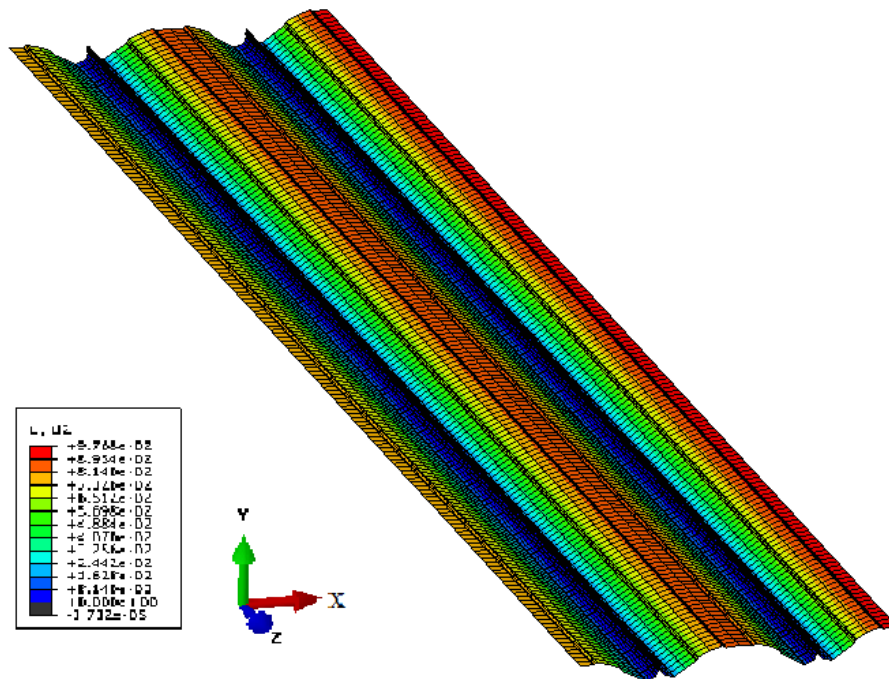
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais medidos no ponto A indicado na Figura 4.4 para os modelos MMT e MDT, espaçamentos entre apoios iguais a 1500mm, material M2, espessura 0,65mm.

Comparando-se as seções transversais deformadas na Figura 4.6(a) para o MMT e na Figura 4.6(b) para o MDT, e os resultados obtidos na análise Figura 4.7, observa-se que o MMT apresenta menor rigidez e conseqüentemente maiores deslocamentos, como citado anteriormente no CAPÍTULO 3. As condições de contorno configuradas para o MMT mantêm um dos elementos da zipagem na direção vertical, enquanto o mesmo elemento no MDT gira em torno do eixo longitudinal no sentido horário, devido ao contato entre o mesmo e a crista da telha adjacente, reduzindo assim os deslocamentos neste último modelo.

A Figura 4.8 apresenta os deslocamentos verticais ao longo dos modelos MMT e MDT no momento em que o ponto A atinge um deslocamento de 97,6mm em relação ao eixo y.



a) Deslocamentos verticais (m) dos elementos no modelo MMT para uma pressão de  $2,49\text{kN/m}^2$ , no momento que o ponto A atinge  $97,6\text{mm}$  de deslocamento.



b) Deslocamentos verticais (m) dos elementos no modelo MMT para uma pressão de  $2,81\text{kN/m}^2$ , no momento que o ponto A atinge  $97,6\text{mm}$  de deslocamento.

Figura 4.8 – Perspectiva das deformadas dos perfis RW 65 (a) MMT; (b) MDT

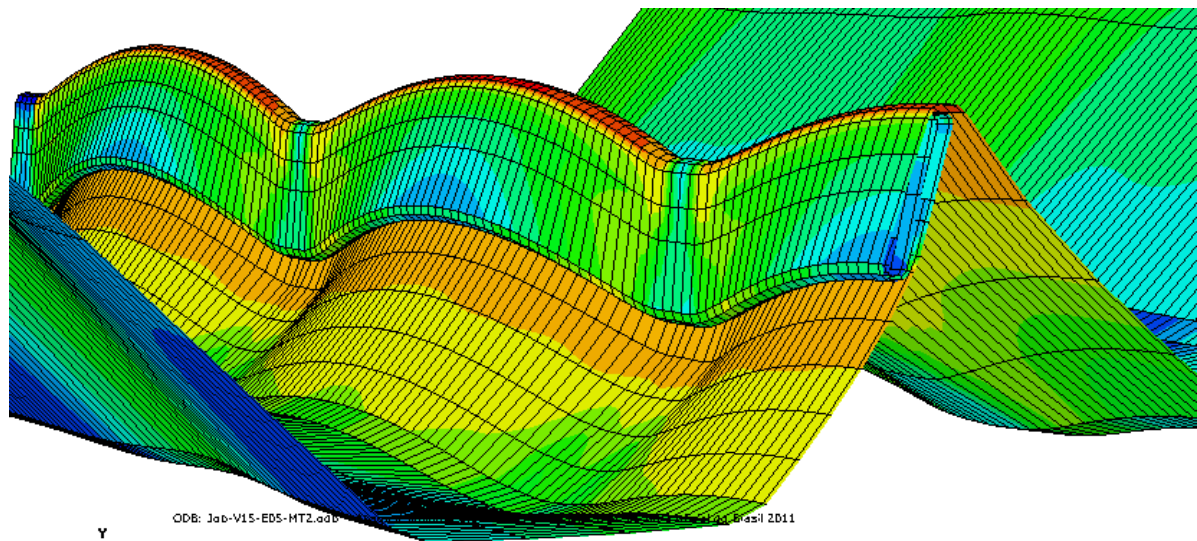
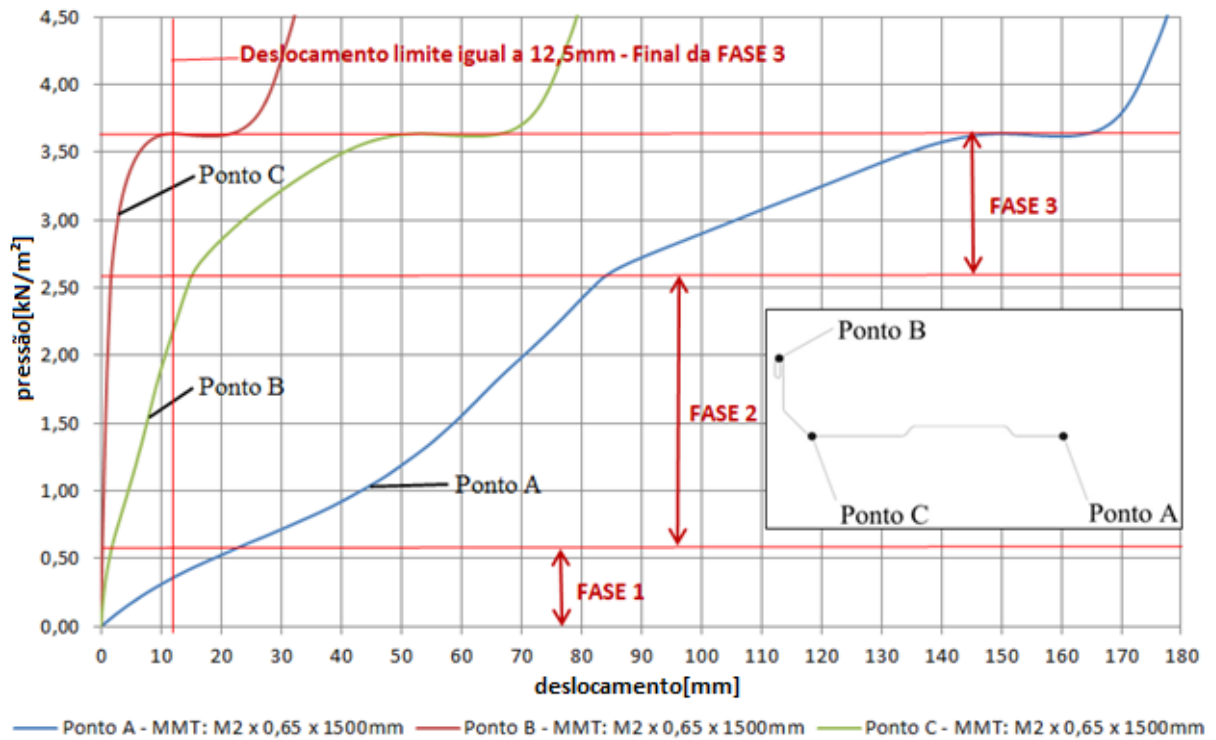


Figura 4.9 – Detalhe das deformações na região das cristas no modelo MDT para o perfil RW 65 para a pressão de 2,81kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.1. Análise dos Resultados – Modelo Representativo MMT

O MDT apresentou dificuldades de convergência, e no caso acima, Figura 4.7, ele não atingiu valores de pressão superiores a 3kN/m<sup>2</sup>. Dessa forma, para a conclusão da análise do comportamento do sistema de telhas zipadas submetido a esforços devido à sucção provocada pela ação do vento, adota-se o MMT com espaçamentos entre apoios iguais a 1500mm e as propriedades mecânicas do material M2 com espessura nominal igual a 0,65mm. O gráfico pressão *versus* deslocamento mostrado na Figura 4.10 apresenta os resultados das análises deste modelo para três diferentes pontos em uma mesma seção transversal.





d) Figura 4.10 – Gráfico pressão *versus* deslocamento com os resultados medidos em três diferentes pontos da seção transversal passando pelo ponto A, mostrado na Figura 4.4

Figura 4. para o modelo MMT, perfil RW 65.

No gráfico da Figura 4.10, são apresentadas três fases limitadas por linhas horizontais que indicam momentos de transição no comportamento do modelo analisado. Após a terceira fase, o comportamento do modelo foi desprezado, considerando-se que, com a pressão aplicada, da ordem de 3,6kN/m<sup>2</sup>, são esperadas falhas nos cliques e possivelmente na região da zipagem, uma vez que as telhas apresentam uma resistência elevada.

As fases 1 e 2 apresentam comportamento elástico, e apenas foram separadas pelo fato de haver um ponto de inflexão no gráfico (limite entre as fases) caracterizado por aumento na rigidez do modelo observado quando se analisa a curva pressão *versus* deslocamento do ponto A. A Figura 4.11 indica as tensões atuantes para a pressão entre as fases 1 e 2.

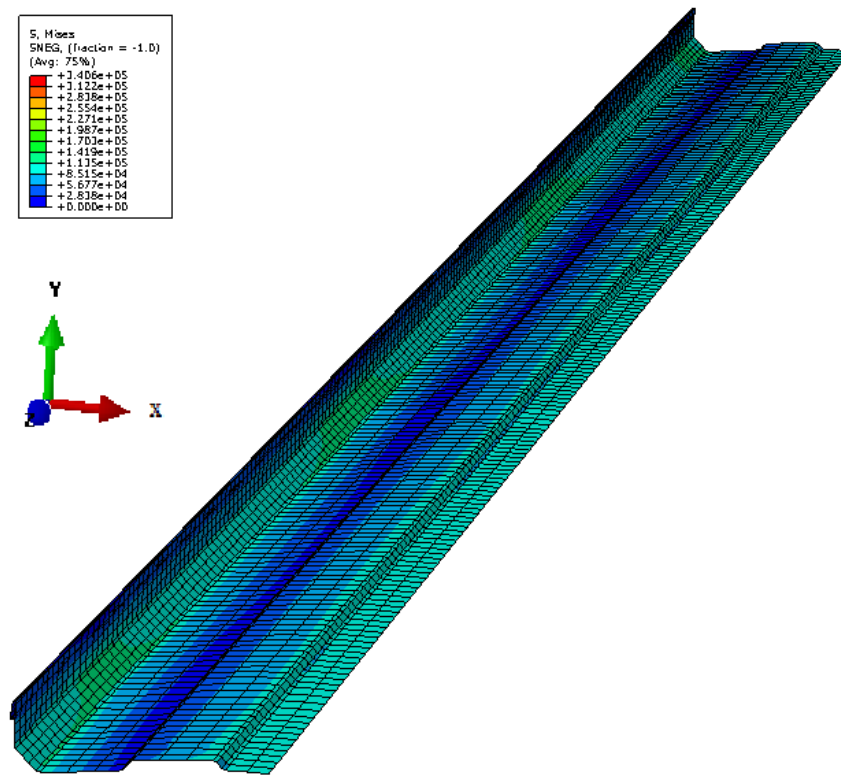


Figura 4.11 – Tensões de von Mises (kN/m<sup>2</sup>) no final da fase 1 para o modelo MMT, perfil RW 65.

Durante a fase 1, prevalece a flexão dos elementos que compõem a região inferior entre as cristas. Com o aumento do carregamento, inicia-se a fase 2 e o modelo tem um aumento na rigidez ocasionado pelo comportamento de membrana proporcionado pela distorção da seção transversal. Ocorre também um aumento nos deslocamentos do ponto C, como mostra a Figura 4.12(nessa curva observa-se uma diminuição da rigidez).

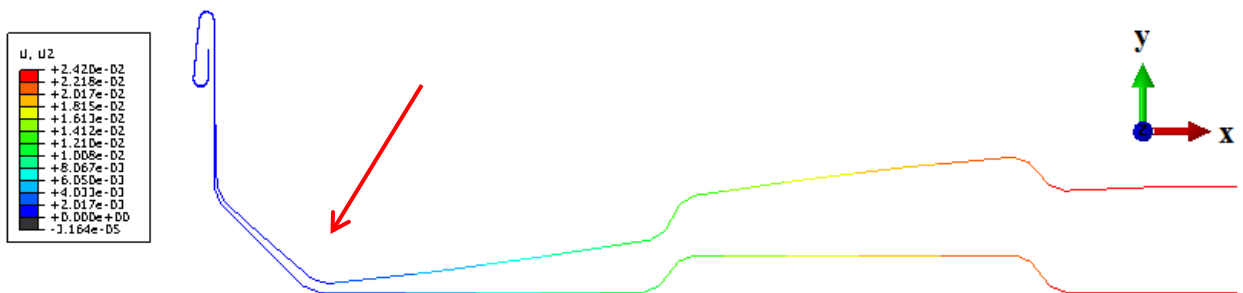


Figura 4.12 – Deslocamentos (m) dos elementos da seção transversal, passando pelo Ponto A, no final da fase 1, devido a um carregamento igual a 0,59kN/m<sup>2</sup>, sobreposta à figura da seção transversal indeformada no momento inicial da análise.

A terceira fase se inicia com a plastificação de áreas consideráveis das cristas, principalmente próximo aos pontos de fixação como mostrado na Figura 4.13 (na figura, as tensões iguais ou superiores à resistência ao escoamento do aço estão em cor cinza).

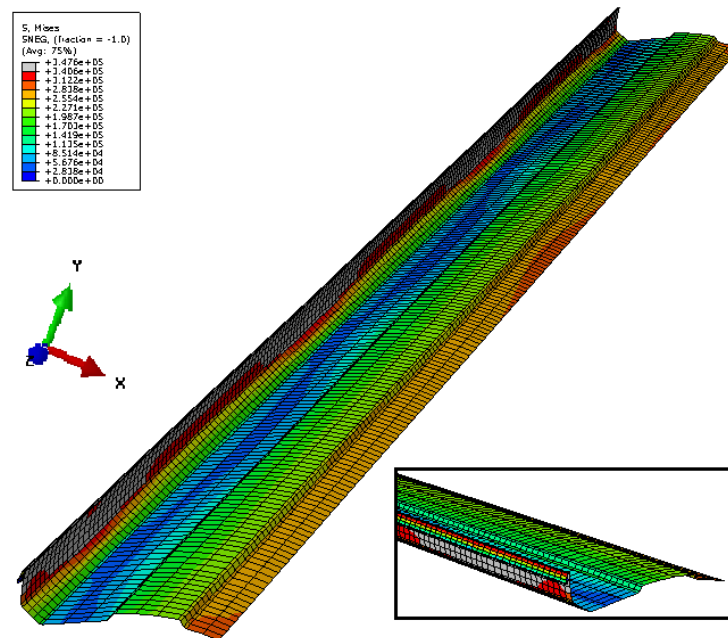


Figura 4.13 – Tensões de von Mises ( $\text{kN/m}^2$ ) no final da fase 2 para o modelo MMT, perfil RW 65.

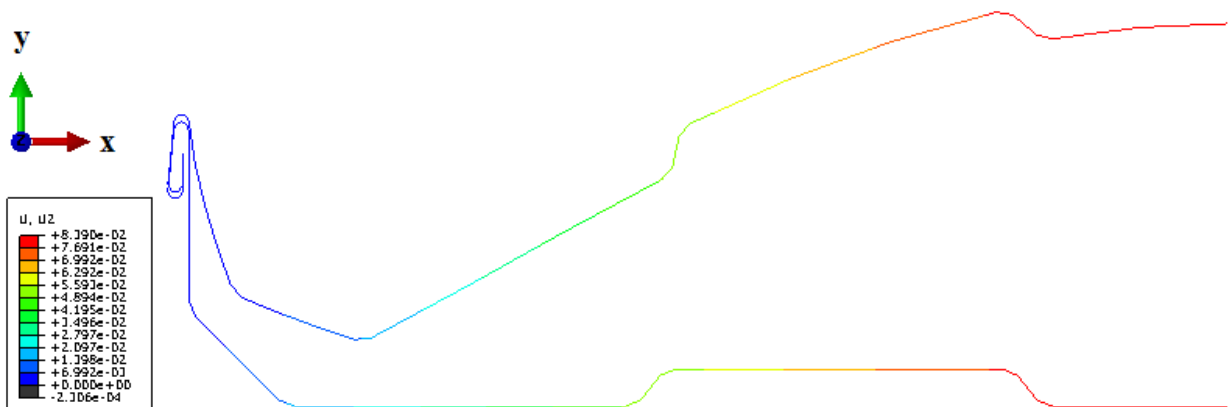


Figura 4.14 – Deslocamentos (m) dos elementos da seção transversal, passando pelo Ponto A, no final da fase 2 devido a um carregamento igual a  $2,56\text{kN/m}^2$ , sobreposta à figura da seção transversal indeformada no momento inicial da análise.

A partir desse momento, o modelo perde rigidez, as tensões se redistribuem até que ocorra também a plastificação da região central do perfil e o modelo entra em colapso (arbitrado) como ilustrado na Figura 4.15 e indicado na linha limite da fase 3 representada no gráfico da Figura 4.10.

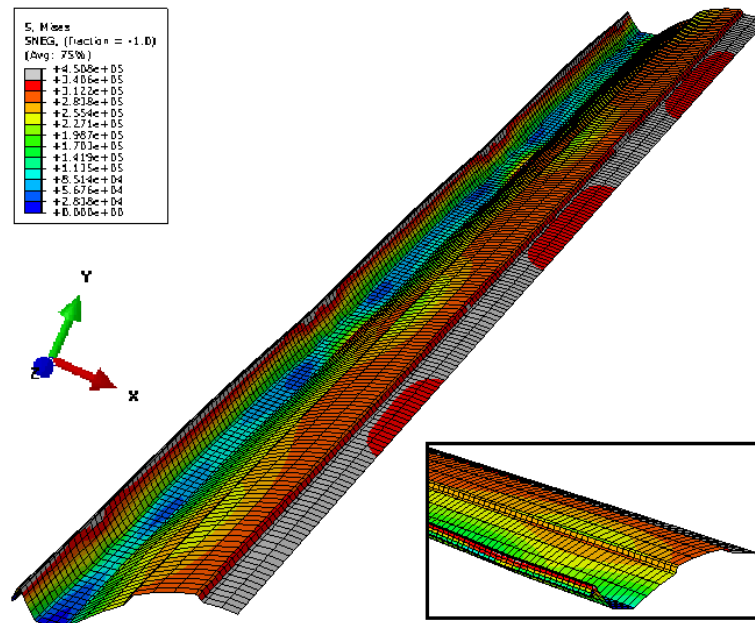


Figura 4.15 – Tensões de von Mises ( $\text{kN/m}^2$ ) no final da fase 3 para o modelo MMT, perfil RW 65.

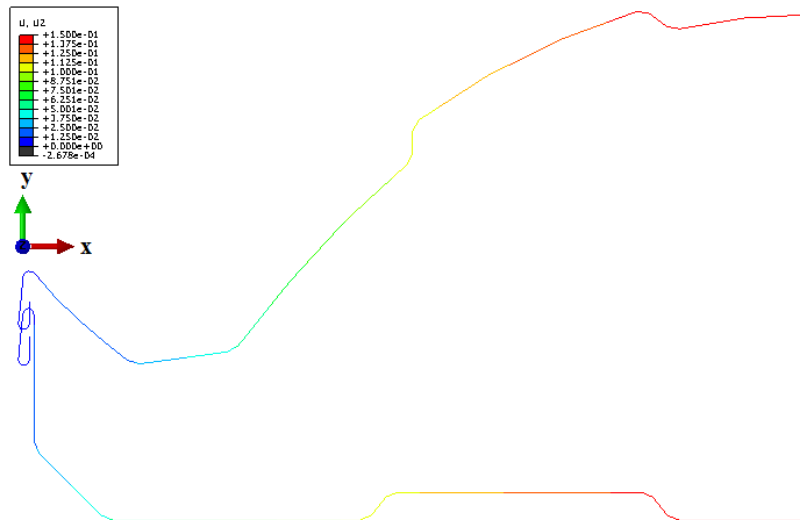


Figura 4.13 – Deslocamentos (m) dos elementos da seção transversal, passando pelo Ponto A, no final da fase 3 devido a um carregamento igual a  $3,63\text{kN/m}^2$ , sobreposta à figura da seção transversal indeformada no momento inicial da análise.

A partir da análise dos resultados representados nas Figuras 4.10 à Figura 4.16, são identificados os pontos considerados neste trabalho como estado limite de serviço (final da Fase 2 representado na Figura 4.10) e o estado limite último (final da Fase 3 representado na Figura 4.10).

Considerou-se o estado limite de serviço o final da fase 2 na qual o modelo começou a apresentar regiões plastificadas. O estado limite último foi tomado como o final da fase 3 onde tem-se grande parte do modelo plastificado.

Assim como para os demais elementos estruturais, durante a elaboração de projetos de coberturas, os estados limites último e de serviço devem ser respeitados no dimensionamento das telhas. A ABNT NBR 8800:2008 limita o valor de deslocamentos máximos, devendo considerar apenas o valor característico das ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção), sendo que seu valor para as terças de cobertura é calculado como  $L/120$ .

Para o modelo adotado como objeto de estudo do presente trabalho, considerando-se a mesma flecha máxima admissível estabelecida para as terças de cobertura sob a ação do vento, obtém-se o limite de deslocamentos igual a 12,5mm, que é atingido nos pontos A, B e C, representados na Figura 4.4(a), para os carregamentos iguais a 0,37, 3,63 e 2,25kN/m<sup>2</sup>, respectivamente. Esses carregamentos estão no limiar das fases 1, 2 e 3, respectivamente, conforme a Figura 4.10. O estado limite de serviço definido acima para o mesmo modelo é atingido para o carregamento igual a 2,56kN/m<sup>2</sup> (final da fase 2 ilustrada na Figura 4.10), superior em relação ao carregamento limitado pela flecha máxima admissível para os pontos A e C, e inferior quando analisado o resultado do ponto B.

Análises estruturais para determinar a resistência à flexão dos sistemas de telhas zipadas utilizando-se o perfil RW 65 foram realizadas por engenheiros de estruturas da CDG (The Civil Design Group, Inc., 1988) adotando o método das tensões admissíveis de acordo com a AISI (AISI, 1980). As propriedades da seção transversal foram reduzidas de acordo com o critério das larguras efetivas conforme previsto na referida norma e calculadas usando método linear simplificado. A resistência ao escoamento foi minorada, sendo igual a 60% do seu valor original, e o valor da flecha máxima admissível adotado foi de  $L/180$ .

Para quatro apoios espaçados de 1524mm e adotando-se o aço galvanizado ASTM A446-76 grau D (substituída pela ASTM A653M-09a), cujas resistências ao escoamento e de ruptura

são iguais a 345MPa e 450MPa, respectivamente, com espessura de 0.024" (0,61mm), a CDG obteve o limite de 12,93kN/m<sup>2</sup> para atingir a flecha máxima igual a 8,47mm (equivalente ao estado limite de serviço), e o valor de 5,22kN/m<sup>2</sup> (equivalente ao estado limite último) para a combinação de carregamento igual à carga permanente somada à sobrecarga de projeto (sucção ou sobrepressão).

Considerando-se o limite de L/180 adotado pelo CDG, o modelo MMT com as propriedades consideradas na presente análise atingiria a flecha máxima (vão de 1500mm e flecha máxima de 8,33mm) nos pontos A, B e C para os carregamentos iguais a 0,27, 3,59 e 1,61kN/m<sup>2</sup> respectivamente. Já em relação à resistência ao escoamento, o modelo MMT atingiria o valor de 2,18kN/m<sup>2</sup> (incluso o fator de minoração de 60%).

Ainda de acordo com o estudo realizado pelo CDG, para carregamento devido à ação do vento, as cargas permitidas podem ser majoradas em 33%, ou seja, para a flecha máxima admissível (8,47mm), o limite de serviço seria dado por 17,20kN/m<sup>2</sup>, enquanto o limite último para o carregamento na direção vertical (sentido positivo ou negativo) seria dado por 6,94kN/m<sup>2</sup>. Comparado essas previsões com os valores obtidos anteriormente para o modelo MMT, encontra-se uma diferença considerável entre os resultados apresentados pelo CDG (1988) e o presente trabalho. Uma justificativa para a divergência dos resultados deve-se ao procedimento analítico adotado considerando-se um método linear simplificado para a determinação das propriedades efetivas da seção transversal do perfil durante a solicitação.

Além da análise estrutural desenvolvida pela CDG, o UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989) realizou ensaios experimentais para a classificação do sistema em relação à sua resistência ao arrancamento (sucção). Os testes foram realizados obedecendo a UL 580 (Underwriters Laboratories Inc., 2006). O protótipo foi testado, com 7 telhas fabricadas com o comprimento igual a 3.048mm, sendo que as duas telhas mais externas da amostra (laterais) foram cortadas no sentido longitudinal e fixadas com parafusos diretamente à câmara de ar. As telhas foram unidas entre si pela zipagem a 90 graus e foram suportadas por quatro apoios formando-se três vãos. A medida do vão central (espaçamento entre terças igual a 1524mm) foi configurada com o dobro do valor da medida dos vãos externos. Foi adotado o aço galvanizado ASTM A446 grau D (resistência ao escoamento de 345 MPa), espessura nominal de 0,65mm. Os deslocamentos foram medidos em quatro pontos da telha central, sendo dois pontos na crista (um no centro do vão entre os apoios e outro na região do apoio) e os outros dois pontos no centro da seção transversal (um no centro do vão entre os apoios e outro na

região do apoio). O carregamento foi realizado gradativamente em cinco fases, e após o descarregamento, o protótipo retornou à condição inicial com pequenas deformações nas cristas das telhas vizinhas ao perímetro do protótipo. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Deslocamentos medidos durante o ensaio experimental realizado pela UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989) Para carga de arrancamento de 90lb/ft<sup>2</sup> (4,31kN/m<sup>2</sup>) - UL 580.

Fases	Deslocamentos medidos nos pontos (mm)			
	Apoio - Crista	Apoio - Vale	Vão central - Crista	Vão central - Vale
I	7	30	11	40
II	15	46	23	60
III				
Mínimo	12	41	19	53
Máximo	14	46	24	61
IV	8	34	14	46
V	17	51	28	67

Os valores realçados serão comparados com os resultados do modelo MMT.

De acordo com o ensaio experimental, o modelo resistiu a um carregamento superior ao carregamento definido como estado limite último a partir dos resultados das análises numéricas realizadas no presente trabalho. O estado limite último definido na Figura 4.10 como o final da Fase 3 foi atingido para um carregamento 16% inferior ao limite de resistência classificado pela UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989) a partir dos resultados experimentais.

Para uma mesma pressão (4,31kN/m<sup>2</sup>), o modelo MMT objeto do presente estudo, apresenta deslocamentos de aproximadamente 176mm no ponto A (equivalente ao ponto vão central - vale da Tabela 4.1) e de aproximadamente 31mm no ponto B (equivalente ao ponto vão central - crista da Tabela 4.1). No ponto A o valor do modelo numérico foi muito superior ao deslocamento medido no experimento (mais de 160% de acréscimo), enquanto o deslocamento no ponto B excedeu apenas 10% em relação ao valor medido no experimento, o que demonstra a rigidez do modelo experimental superior à do modelo numérico.

#### 4.2. Apresentação dos Resultados

Os resultados obtidos para os deslocamentos medidos no ponto A (Figura 4.4) para todos os modelos analisados são apresentados nas Figuras 4.17 a Figura 4.19. A Figura 4.17 contém os

resultados para as análises utilizando o modelo MMT, a Figura 4.18 apresenta os resultados para as análises utilizando o modelo MDT. Já a Figura 4.19 apresenta um comparativo com todos os resultados das 32 análises.

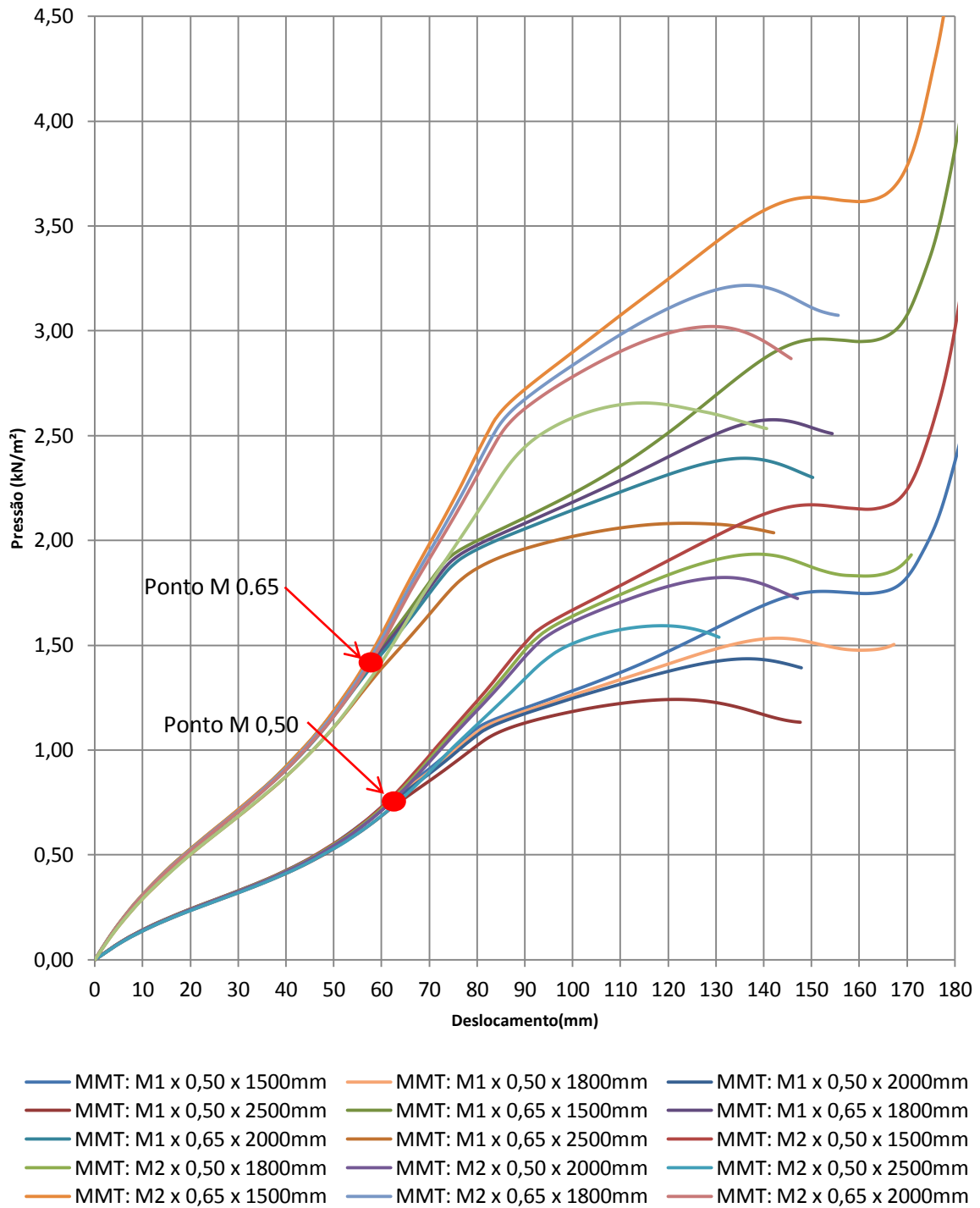


Figura 4.17 – Gráfico pressão *versus* deslocamento (Ponto A). Resultados das análises realizadas para o modelo MMT.



Os pontos M 0,65 e M 0,50 apresentados na Figura 4.17, indicam limites de comportamento para os grupos dos modelos com espessuras iguais a 0,65 e 0,50mm, respectivamente. Os valores das resistências medidos para os pontos “M 0,65” e “M 0,50” (1,48 e 0,70kN/m<sup>2</sup>, respectivamente) se encontram na fase 2 (Figura 4.10). Até esses limites, os modelos de cada grupo se comportam de maneira similar, independente da variação dos espaçamentos entre apoios ou das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos nas análises. A partir desses pontos, os dois grupos se dividem em mais dois subgrupos cada, com propriedades mecânicas diferentes entre si (M1 e M2), e a redução da resistência (apesar de pequena conforme Figura 4.17) ficou mais visível com o aumento dos vãos (distância entre apoios). Os subgrupos com o material M2 apresentaram maior rigidez em relação aos subgrupos com o material M1.

O mesmo comportamento se repete nos gráficos da Figura 4.18 e da Figura 4.19.

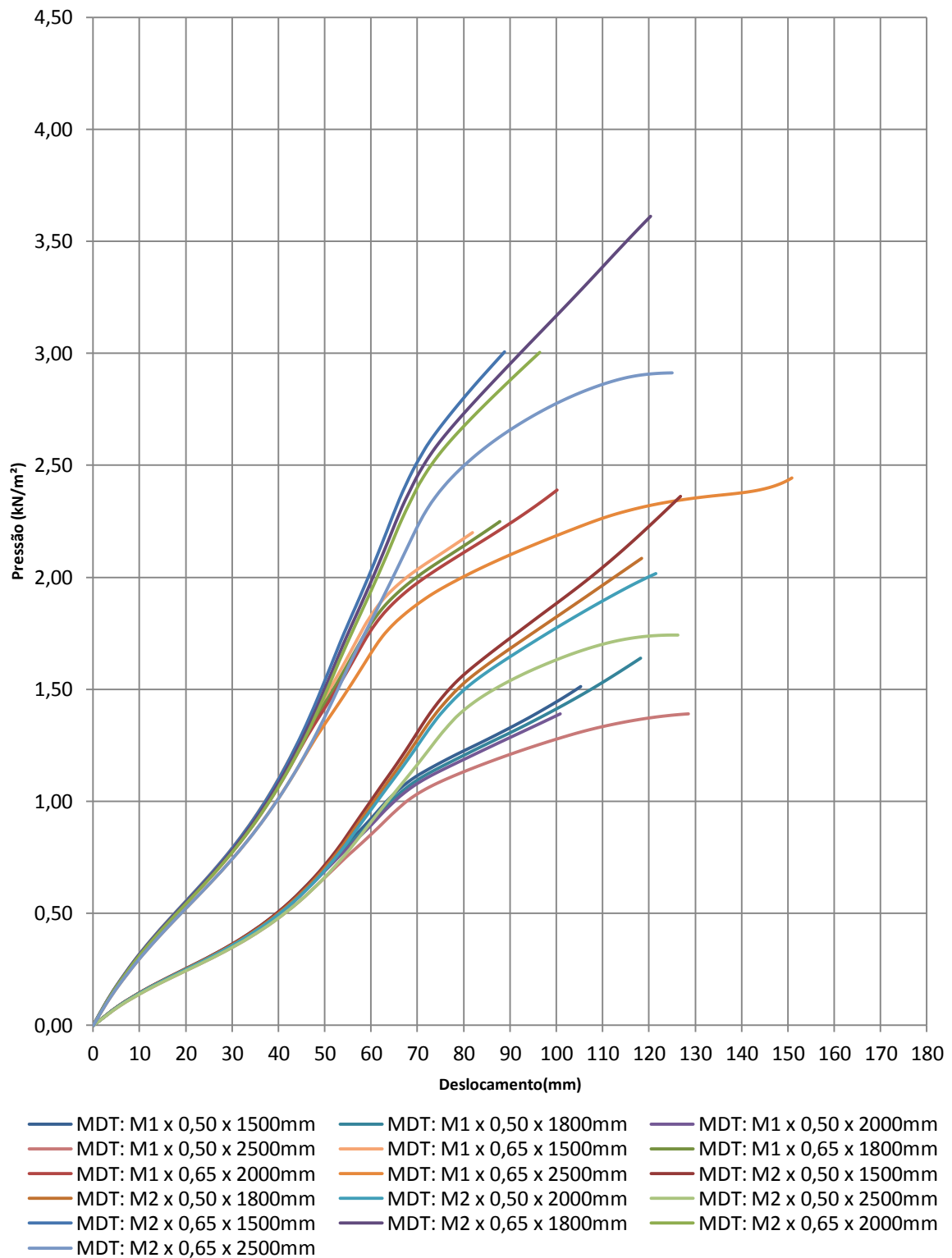


Figura 4.18 – Gráfico pressão *versus* deslocamento (Ponto A). Resultados das análises realizadas para o modelo MDT.

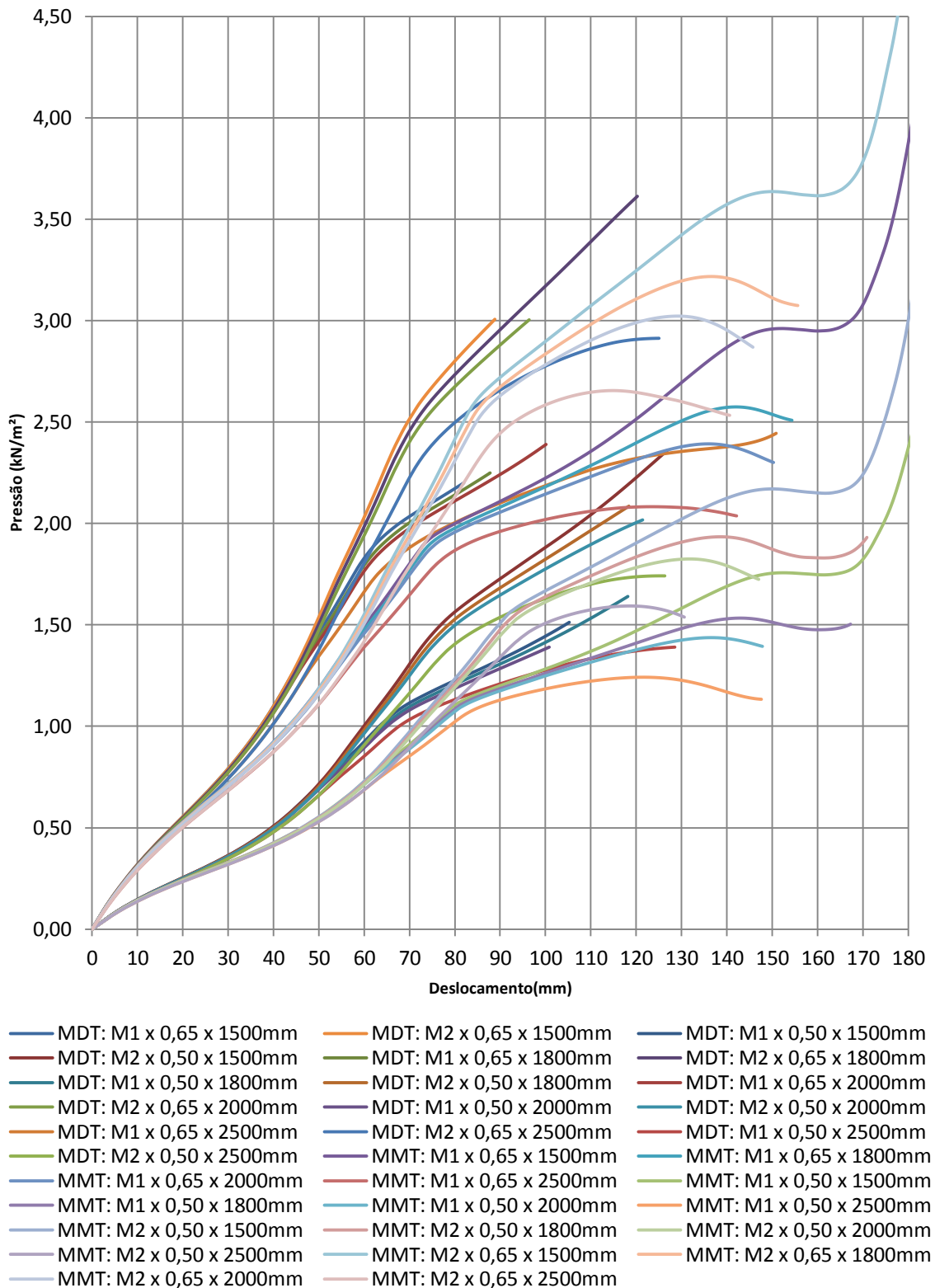


Figura 4.19 – Gráfico pressão *versus* deslocamento (Ponto A). Resultados de todas as análises realizadas.

A Tabela 4.2 apresenta um comparativo dos resultados obtidos na análise do modelo MMT com ênfase para a influência das três variáveis controladas (espaçamento entre apoios, espessura do material e resistência ao escoamento do material). Os valores da espessura (ESP.) e do espaçamento entre apoios (VÃO) estão apresentados em milímetros, enquanto os valores dos carregamentos para o estado limite de serviço (ELS) e para o estado limite de último (ELU) estão apresentados em kN/m<sup>2</sup>.

A coluna “Variação Vãos” apresenta a relação entre os resultados de cada modelo com o resultado da análise do modelo MMT para o vão de 1500 mm de cada grupo definido pelo material e espessura. Como exemplo, a resistência do MMT espessura 0,65mm e material M2, com o espaçamento entre apoios de 1800 mm, igual a 120% em relação ao vão de referência de 1500mm, foi igual a 99,2% da resistência do mesmo modelo com espaçamento entre apoios de 1500mm. Para o ELU, o aumento de 20% em relação ao vão de referência (1500 mm) foi responsável pela redução de 11,6% na resistência do modelo.

A coluna “Espessura 77%” apresenta a variação da resistência de cada análise com a redução de 77% na espessura do material, ou seja, resistência para o modelo com espessura de referência igual a 0,50mm em relação à resistência obtida com a análise do mesmo modelo com a espessura igual a 0,65mm.

A coluna “LE=72%; LU=91%” apresenta a variação da resistência de cada análise obtida com a redução das resistências ao escoamento e à ruptura em 72 e 91% respectivamente e mantendo-se as demais variáveis constantes, ou seja, substituindo-se apenas as propriedades mecânicas do material M2 pelas propriedades do material M1.

Tabela 4.2 – Análise dos resultados obtidos com o modelo MMT.

MODELO		ELS (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/m <sup>2</sup> )	Variação vãos			Espessura - 77%		LE = 72% ; LU = 91%		
ESP. (mm)	VÃO MAT. (mm)			vão	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
0,65	M2	1500	2,58	3,63							
		1800	2,56	3,21	120%	99,20%	88,40%				
		2000	2,53	3,02	133%	98,10%	83,20%				
		2500	2,35	2,66	167%	91,10%	73,30%				
	M1	1500	1,89	2,96					73,30%	81,50%	
		1800	1,88	2,57	120%	99,50%	86,80%		73,40%	80,10%	
		2000	1,86	2,39	133%	98,40%	80,70%		73,50%	79,10%	
		2500	1,83	2,08	167%	96,80%	70,30%		77,90%	78,20%	
0,5	M2	1500	1,55	2,17				60,10%	59,80%		
		1800	1,54	1,93	120%	99,40%	88,90%	60,20%	60,10%		
		2000	1,53	1,82	133%	98,70%	83,90%	60,50%	60,30%		
		2500	1,46	1,59	167%	94,20%	73,30%	62,10%	59,80%		
	M1	1500	1,1	1,76				58,20%	59,50%	71,00%	81,10%
		1800	1,1	1,53	120%	100,00%	86,90%	58,50%	59,50%	71,40%	79,30%
		2000	1,1	1,44	133%	100,00%	81,80%	59,10%	60,30%	71,90%	79,10%
		2500	1,07	1,24	167%	97,30%	70,50%	58,50%	59,60%	73,30%	78,00%

Para o estado limite de serviço, o aumento na distância entre os apoios dos modelos analisados não exerce influências muito significativas, uma vez que observa-se que com o aumento de cerca de 67% na medida do espaçamento entre os apoios, a tensão correspondente ao ELS apresentou a maior queda para o material do tipo M2 com espessura 0,65mm sendo de apenas 8,9%. A redução de 28% da resistência ao escoamento do material, com a alteração do material M2 para o material M1 foi responsável pela redução de 29% a 22,1% da capacidade resistente do modelo (ELU), sendo que a média dessa redução para as análises com o material na espessura 0,65mm foi igual a 25,5% e com o material na espessura de 0,50mm foi igual a 28,1%. Ambas as relações estão muito próximos da redução da resistência ao escoamento do material.

Para ambos os estados limites, a variação na espessura do modelo com a redução do volume de aço em 23% proporcionou uma perda média na resistência dos modelos de aproximadamente 40,3%.

Para o estado limite último, a mesma variação entre a distância dos apoios foi responsável por uma queda na resistência do modelo de até 29,7%, queda aproximadamente 2,3 vezes maior do que a ocorrida considerando-se o estado limite de serviço.

Com a redução de 9% na resistência à ruptura alterando-se o material M2 pelo M1, o modelo apresentou perda média de 20,4% em sua resistência última.

## CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES

### 5.1. Generalidades

Neste trabalho foram realizadas análises numéricas para o estudo do comportamento de um perfil de telha zipada.

Inicialmente foram desenvolvidos modelos numéricos utilizando-se o programa Abaqus (Simulia Corp, 2010) para o estudo do comportamento das telhas quando submetidas à sucção exercida pelo vento.

Devido aos grandes deslocamentos dos elementos que compõem o perfil e à distorção de sua seção transversal no momento em que a telha é submetida aos esforços solicitantes provenientes de um carregamento, as não linearidades foram consideradas nos modelos. A partir da evolução do trabalho, o princípio da simetria foi adotado resultando em dois modelos mais simples que exigiam menores esforços computacionais.

Para a validação do trabalho, o perfil utilizado no experimento realizado por Sinno, *et al.* (2001) foi modelada considerando-se suas propriedades mecânicas e condições de contorno. Os resultados obtidos nas análises numéricas foram comparados com os resultados dos ensaios para aferição dos modelos.

Após validar os modelos, eles foram processados diversas vezes, considerando-se as dimensões do perfil analisado no presente estudo (perfil da Roofway), as propriedades mecânicas e condições de contorno mais comuns no Brasil. Em cada um dos modelos foram avaliados quatro valores de espaçamentos entre terças, duas diferentes espessuras e dois materiais com suas respectivas propriedades mecânicas.

Os resultados foram comparados entre si para avaliação das influências exercidas pelas variáveis controladas dos modelos. Também foram realizadas comparações dos resultados com as análises analíticas e experimentais realizadas pelo CDG (The Civil Design Group, Inc., 1988) e pela UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989) respectivamente.

## **5.2. Sobre os resultados obtidos**

Conforme análises realizadas no CAPÍTULO 3, o modelo Meia Telha (MMT) apresentou melhores resultados em relação ao modelo Duas Telhas (MDT). As propriedades de contato estabelecidas no modelo MDT restringiram deslocamentos de certos elementos na região da zipagem e como consequência o modelo se tornou mais rígido. Além disso, o MDT exigiu maiores esforços computacionais e apresentou dificuldades de convergência, não atingindo o estado limite último definido no CAPÍTULO 4.

As análises dos deslocamentos realizadas em diferentes pontos da mesma seção transversal foram muito importantes para melhor compreensão do comportamento dos sistemas de telhas zipadas, que foi dividido em três fases, e também para a determinação do estado limite de serviço e do estado limite último.

Apesar de o modelo apresentar ganho de resistência a partir da terceira fase, esta resposta foi desprezada, considerando-se que com a pressão atuante no final da terceira fase, são esperadas falhas nos cliques e possivelmente na região da zipagem, uma vez que as telhas apresentaram uma resistência elevada, além de grandes deformações residuais que causariam a perda de forma do perfil.

As fases 1 e 2 apresentaram comportamento elástico, e apenas foram desmembradas pelo fato de haver um ponto de inflexão no gráfico (limite entre as fases) caracterizado por aumento na rigidez do modelo, observado no ponto central da parte inferior, entre as cristas. Durante a fase 1, prevaleceu a flexão dos elementos que compõem a região inferior entre as cristas. Com



o aumento do carregamento, iniciou-se a fase 2 e o modelo mostrou um aumento na rigidez ocasionado pelo comportamento de membrana a partir de deslocamentos da seção transversal. A terceira fase se iniciou com a plastificação de áreas consideráveis das cristas, principalmente próximo aos pontos de fixação. A partir desse momento, o modelo perdeu rigidez, as tensões se redistribuíram até que ocorreu também a plastificação da região central do perfil e o modelo entrou em colapso.

O estado limite de serviço foi definido como o limite entre as fases 2 e 3 enquanto o estado limite último foi definido como o final da terceira fase representado na Figura 4.10.

Ao avaliar a condição de serviço definida pela ABNT NBR 8800:2008 em relação à flecha máxima admissível, observou-se que para a região da crista das telhas, o deslocamento máximo antes de atingir o estado limite de utilização (definido no CAPÍTULO 4 como a região de comportamento elástico), foi inferior ao limite da referida norma. Entretanto, para demais pontos da seção transversal os deslocamentos máximos medidos durante a fase de serviço excederam ao limite normatizado.

Comparando os resultados obtidos com os resultados analíticos apresentados pela CDG (The Civil Design Group, Inc., 1988), observa-se uma grande diferença em relação aos limites de utilização e último. Os limites de resistência calculados pelo CDG foram muito superiores aos obtidos nas análises numéricas. Considerando-se os deslocamentos do ponto mais rígido, situado na região da crista, a análise numérica apresentou resultados 88% inferiores em relação aos resultados dos estudos da CDG. Para a resistência última, o resultado do modelo numérico se mostrou 70% menos resistente. Uma justificativa para a divergência dos resultados deve-se ao procedimento analítico adotado considerando-se um método linear simplificado para a determinação das propriedades efetivas da seção transversal do perfil durante a solicitação.

O modelo experimental analisado pelo UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989) resistiu a um carregamento superior ao carregamento definido como estado limite último a partir dos resultados das análises numéricas realizadas no presente trabalho. O estado limite último definido na análise numérica como o final da Fase 3 foi atingido a um carregamento 16% inferior ao limite de resistência classificado pela UL (Underwriters Laboratories Inc., 1989).

Na região da crista os resultados foram bastante próximos aos experimentais e o modelo numérico sofreu um deslocamento 10% superior ao modelo experimental. Já na região central

da seção transversal do perfil a diferença foi maior. Cerca de 160% acima dos deslocamentos medidos no ensaio experimental. Tal diferença pode ser compreendida analisando as dimensões e condições de contorno do protótipo ensaiado pela UL. O modelo experimental foi apoiado sobre quatro apoios, entretanto, apesar do vão interno ter a medida muito próxima à medida dos vãos entre apoios configurados no modelo numérico, os vãos externos do protótipo foram reduzidos à metade. Além disso, o valor do comprimento de cada perfil utilizado no modelo numérico é aproximadamente duas vezes maior que o comprimento dos perfis ensaiados experimentalmente. Com essas diferenças, são esperadas maiores deformações que nos modelos experimentais. Outro fator que dificulta a comparação entre os modelos está relacionado à influência dos deslocamentos das terças, considerada no modelo experimental e não considerada no modelo numérico.

Dentre os modelos analisados numericamente, em relação ao estado limite de serviço, o aumento na distância entre os apoios avaliados não exerce influências muito significativas, uma vez que observa-se que com o aumento de cerca de 67% na medida do espaçamento entre os apoios, a tensão correspondente ao ELS apresentou a maior queda para o material do tipo M2 com espessura 0,65mm, sendo de apenas 8,9%. A redução de 28% da resistência ao escoamento do material, com a alteração do material M2 para o material M1, foi responsável pela redução de 29% a 22,1% da capacidade resistente ELU, sendo que a média dessa redução para as análises com o material na espessura 0,65mm foi igual a 25,5% e com o material na espessura de 0,50mm foi igual a 28,1%. Ambas as relações estão muito próximos da redução da resistência ao escoamento do material.

Para ambos os estados limites, a variação na espessura do modelo com a redução do volume de aço em 23% proporcionou uma perda média na resistência (tensão correspondente ao ELS) dos modelos de aproximadamente 40,3%.

Para o estado limite último, a mesma variação entre a distância dos apoios foi responsável por uma queda na resistência do modelo de até 29,7%, queda aproximadamente 2,3 vezes maior do que a ocorrida considerando-se o estado limite de serviço.

Com a redução de 9% na resistência ao escoamento, alterando-se o material M2 pelo M1, o modelo apresentou perda média de 20,4% em sua resistência última.

Até o carregamento de 1,4kN/m<sup>2</sup> e 0,7kN/m<sup>2</sup> para os modelos com espessura de 0,65 e 0,50mm respectivamente, não houve variações significativas no comportamento dos modelos

analisados, mesmo com variações no espaçamento entre apoios e nas propriedades mecânicas dos materiais. Apenas a partir desses limites, o comportamento dos modelos com material M2 apresentou ganho de resistência em relação ao comportamento dos modelos com material M1.

A variação entre os vãos (espaçamento entre apoios) se tornou significativa nas análises a partir do final da fase 2 (ELS).

### 5.3. Sugestão para estudos futuros

A partir do desenvolvimento do trabalho observou-se a necessidade de mais estudos em relação ao comportamento do sistema de telhas zipadas. Há pouca literatura sobre o assunto, e devido à complexidade da interação entre os perfis na região da zipagem são apresentadas a seguir algumas sugestões para estudos futuros.

- Avaliação da resistência e do comportamento dos elementos de fixação (clipes e parafusos) principalmente nas regiões de contato com a definição de um modelo realístico e comparação dos resultados entre estudos analíticos, numéricos e experimentais;
- Realização de ensaios experimentais utilizando-se as mesmas configurações, dimensões dos perfis e propriedades mecânicas dos materiais em relação ao modelo numérico, adotando-se suportes (terças) bastante rígidos para melhorar o comparativo dos resultados entre o ensaio experimental e a análise numérica. Realizar também ensaios experimentais com suportes (terças) convencionais para determinar a influência das flechas das terças nas coberturas zipadas;
- Realização de modelos experimentais para determinação da resistência e da rigidez das emendas entre as telhas;
- Realização de análises utilizando perfis com diferentes alturas de crista e diferentes geometrias para a determinação da influência da inércia dos perfis em relação a sua capacidade resistente;
- Desenvolvimento de métodos analíticos para determinação da resistência desse tipo de cobertura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800:2008**. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:1988**. *Forças devidas ao vento em edificações*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14762:2010**. *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*.

**AISI. 1980**. *Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members*. 1980.

ALI, HOSAM M. E SENSENY, PAUL E. Models for standing seam roofs. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. 2003, Vol. 91, pp. 1689-1702.

STEPHEN P. TIMOSHENKO. *Theory of elastic stability*. 2.ed.Mc Graw-hill.1963

**ANSI/FM Approvals 4474-04**. American National Standards Institute, *American National Standard for Evaluating the Simulated Wind Uplift Resistance of Roof Assemblies Using Static Positive and/or Negative Differential Pressures*.

**ASCE/SEI 7-10**. American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*

**ASTM E-1592-05**. American Society for Testing and Materials, *Standard Test Method for Structural Performance of Sheet Metal Roof and Siding*.

**ASTM A653/A653M-09a**. American Society for Testing and Materials, *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process*.

**ASTM A792/A792M-09a**. American Society for Testing and Materials, *Standard Specification for Steel Sheet, 55 % Aluminum-Zinc Alloy-Coated by the Hot-Dip Process*.

**Bernard, E. S., Bridge, R. Q. e Hancock, G. J. 1993**. Tests of profiled steel decks with V-stiffeners. *Journal of Structural Engineering*. 1993, Vol. 119, pp. 2277-2293.

**Bernard, E. S., Bridge, R. Q. e Hancock, G. J. 1995.** Tests of profiled steel decks with flat-hat stiffeners. *Journal of Structural Engineering*. 1995, Vol. 121, pp. 1175-1182.

**CPI. 2010.** "Corrugated Plate". [Online] 2010. [Pesquisado em: 11 de 08 de 2010.] <http://www.cpi-glp.com/corrugatedplate.html>.

**El Damatty, A. A., Rahman, M. e Ragheb, O. 2003.** Component testing and finite element modeling of standing seam roofs. *Thin-Walled Structures*. 18 de Março de 2003, Vol. 41, pp. 1053-1072.

**FM Global 1-28. 2011.** Wind Design. *Property Loss Prevention Data Sheets*. Factory Mutual Insurance Company, 2011.

**FM Global 1-28R. 1998.** Roof Systems. *Property Loss Prevention Data Sheets*. Factory Mutual Insurance Company, 1998.

**FM Global 1-29. 2010.** Roof Deck Securement and Above-deck Roof Components. *Property Loss Prevention Data Sheets*. Factory Mutual Insurance Company, 2010.

**FM Global. 2001.** Understanding The Hazard: Wind from Tropical Storms. Factory Mutual Insurance Company. Johnston, 2001. RI, USA.

**FM Global. 2010.** Site da Factory Mutual Insurance Company. [Online] 2010. <http://www.roofnav.com>.

**Gonçalves, Roberto Martins, et al. 2007.** *Ação do Vento nas Edificações*. São Carlos : s.n., 2007.

**Hancock, G. J. 1978.** Journal of the Structural Division. *Local, distortional, and lateral buckling of I-beams*. 1978, Vol. 104, pp. 1787-1798.

**HANCOCK, G. J., KWON, Y. B. E BERNARD, E. S. Journal of Constructional Steel Research.** *Strength designcurves for thin-walled sections undergoing distorcional buckling*. 1994, Vol. 31, pp. 169-186.

**Hancock, G. J., Murray, T. M. e Ellifritt, D. S. 2001.** "Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification". New York : Marcel Dekker, 2001.

- KWON, Y. B. E HANCOCK, G. J. **Journal of Structural Engineering.** *Test of Cold-Formed Channels with Local and Distortional Buckling.* 1992, Vol. 117, pp. 1786-1803.
- Mezzomo, Gustavo Prates. 2007.** "Análise Estrutural de Telhas de Aço Trapezoidais Formadas a Frio". Porto Alegre : s.n., abril de 2007.
- Roofway. 2010.** Catálogo de Produtos. [Online] 2010. <http://www.roofway.com>.
- Schafer, B. W. 2002.** *Design Manual for Direct Strength Method of Cold-Formed Steel Design. Draft for American and Iron Steel Institute - Committee on Specifications.* 2002.
- Schroter, R C. 1985.** Air pressure testing of steel sheet metal roofing. *Proceedings of second international symposium on roofing and technology.* 1985, pp. 1-6.
- Serrette, R. e Peköz, T. 1997.** Bending Strength of Standing Seam Roof Panels. *Thin-Walled Structures.* 1997, Vol. 27, pp. 55-64.
- Sinno, R. R. e Taylor, C. D. 1995.** *Response of standing seam metal roofing to non-uniform unsteady uplift pressures.* Cleveland, OH : Metal Building Manufacturers Association, 1995. MBMA-902-S8.
- Sinno, R. R., Nail, J. B. e Fowler, S. 2001.** *Simulation of nonuniform unsteady wind pressures (roof uplift test).* Mississippi State University, 2001. MBMA 98-01 (First Draft).
- Simulia Corp. 2010.** *Software ABAQUS/CAE, versão 6.10.* Dessault Systemes Simulia Corp., USA.
- Surry, D. e Ho, E. 2001.** The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory. The University of Western Ontario. London, Canada : Personal communications, 2001.
- The Civil Design Group, Inc. 1988.** *Panel Evaluation Report.* Colorado Springs : s.n., 1988.
- Underwriters Laboratories Inc. 2006.** *Standard for Tests for Uplift Resistance of Roof Assemblies.* 5a. 2006.
- Underwriters Laboratories Inc. 1989.** *Steel Roof Deck Panels and Roof Deck Fasteners in a Roof Deck Construction.* 1989. Classification by Report.

## TELHAS SEM REVESTIMENTO

Ao final do trabalho, verificou-se a necessidade de se avaliar o comportamento dos modelos quando considerada apenas a espessura do aço, descontando-se a camada do tratamento superficial. O modelo MMT foi ensaiado para as mesmas variações de vãos, materiais e espessuras, como mostrado na tabela 4.2(página 92) para as espessuras nominais.

Abaixo são apresentadas as tabelas A1(tabela 4.2) e A2, sendo esta última referente aos resultados dos modelos com tratamento superficial descontado das suas espessuras nominais.

<b>ANÁLISE COMPORTAMENTO DOS MODELOS ANALISADOS PARA O MMT</b>											
MODELO			ELS (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/m <sup>2</sup> )	Variação vãos			Espessura - 77%		LE = 72% ; LU = 91%	
ESP. (mm)	MAT.	VÃO (mm)			vão	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
0,65	M2	1500	2,58	3,63							
		1800	2,56	3,21	120%	99,2%	88,4%				
		2000	2,53	3,02	133%	98,1%	83,2%				
		2500	2,35	2,66	167%	91,1%	73,3%				
	M1	1500	1,89	2,96						73,3%	81,5%
		1800	1,88	2,57	120%	99,5%	86,8%			73,4%	80,1%
		2000	1,86	2,39	133%	98,4%	80,7%			73,5%	79,1%
		2500	1,83	2,08	167%	96,8%	70,3%			77,9%	78,2%
0,5	M2	1500	1,55	2,17				60,1%	59,8%		
		1800	1,54	1,93	120%	99,4%	88,9%	60,2%	60,1%		
		2000	1,53	1,82	133%	98,7%	83,9%	60,5%	60,3%		
		2500	1,46	1,59	167%	94,2%	73,3%	62,1%	59,8%		
	M1	1500	1,1	1,76				58,2%	59,5%	71,0%	81,1%
		1800	1,1	1,53	120%	100,0%	86,9%	58,5%	59,5%	71,4%	79,3%
		2000	1,1	1,44	133%	100,0%	81,8%	59,1%	60,3%	71,9%	79,1%
		2500	1,07	1,24	167%	97,3%	70,5%	58,5%	59,6%	73,3%	78,0%

Tabela A1 – Análise dos resultados obtidos com o modelo MMT para espessuras nominais.

<b>ANÁLISE COMPORTAMENTO DOS MODELOS ANALISADOS PARA O MMT</b>											
MODELO			ELS (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/m <sup>2</sup> )	Variação vãos			Espessura - 75,4%		LE = 72% ; LU = 91%	
ESP. (mm)	MAT.	VÃO (mm)			vão	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
<b>0,61</b>	M2	1500	2,25	3,20							
		1800	2,22	2,83	120%	98,7%	88,4%				
		2000	2,21	2,66	133%	98,2%	83,1%				
		2500	2,04	2,34	167%	90,7%	73,1%				
	M1	1500	1,65	2,60						73,3%	81,3%
		1800	1,63	2,26	120%	98,8%	86,9%			73,4%	79,9%
		2000	1,65	2,10	133%	100,0%	80,8%			74,7%	78,9%
		2500	1,58	1,83	167%	95,8%	70,4%			77,5%	78,2%
<b>0,46</b>	M2	1500	1,30	1,83				57,8%	57,2%		
		1800	1,30	1,63	120%	100,0%	89,1%	58,6%	57,6%		
		2000	1,27	1,54	133%	97,7%	84,2%	57,5%	57,9%		
		2500	1,20	1,35	167%	92,3%	73,8%	58,8%	57,7%		
	M1	1500	0,92	1,48				55,8%	56,9%	70,8%	80,9%
		1800	0,89	1,63	120%	96,7%	110,1%	54,6%	72,1%	68,5%	100,0%
		2000	0,92	1,21	133%	100,0%	81,8%	55,8%	57,6%	72,4%	78,6%
		2500	0,88	1,05	167%	95,7%	70,9%	55,7%	57,4%	73,3%	77,8%

Tabela A2 - Análise dos resultados obtidos com o modelo MMT com espessuras corrigidas.



As curvas de deslocamento *versus* pressão no ponto A do modelo MMT para espessuras corrigidas é mostrada na figura A.1 a seguir.

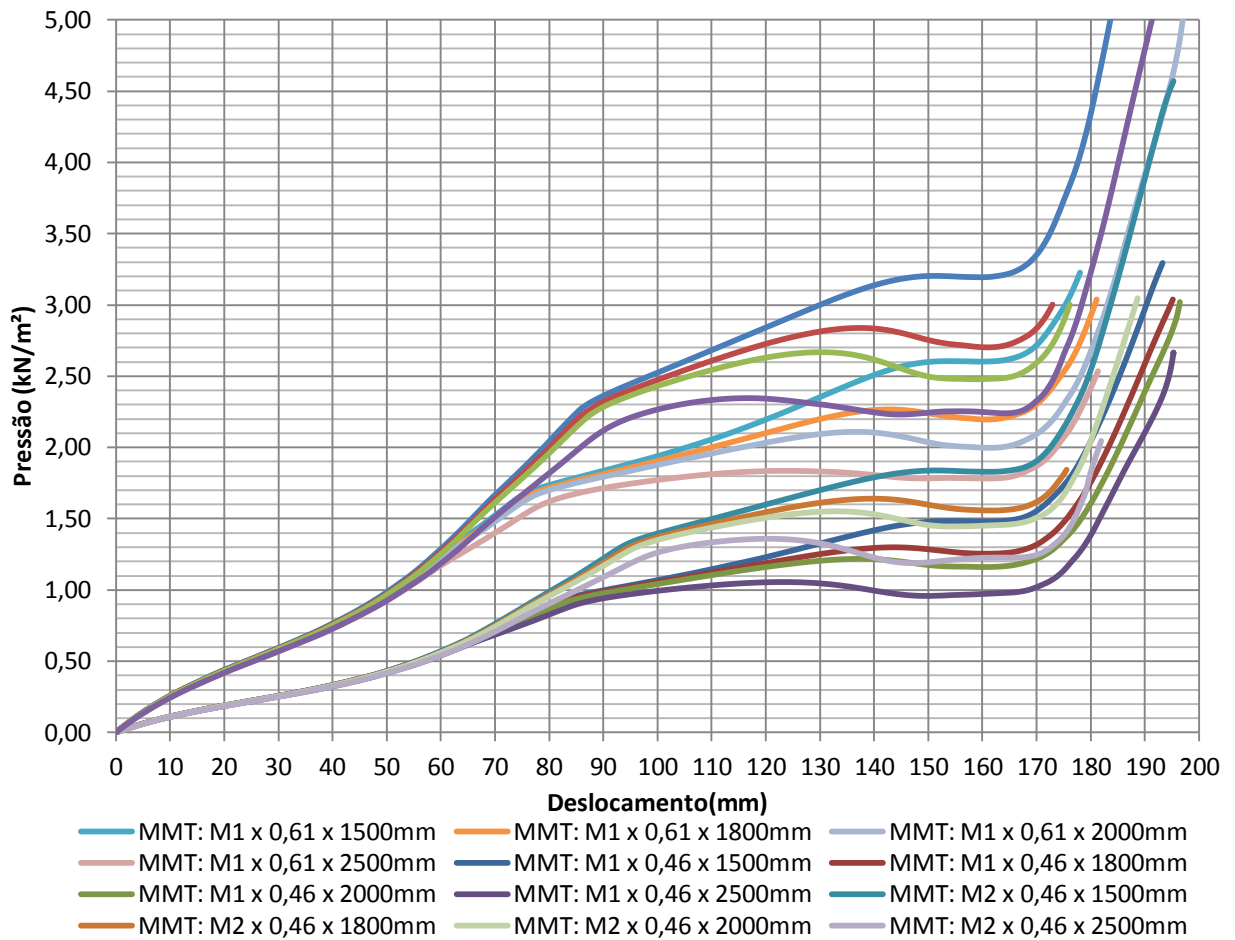


Figura A.1 – Pressão *versus* deslocamento(ponto A) para espessuras corrigidas.