



Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**  
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica  
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Dinâmica e vibração das estruturas de aço: projeto, dimensionamento e monitoramento da resposta às ações dinâmicas.

### **CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO DE UMA TORRE METÁLICA DE USINA HELIOTÉRMICA**

Arthur Harger<sup>1</sup>  
Juliano Pasa de Campos<sup>5</sup>  
Henrique Campelo Gomes<sup>2</sup>  
Marcos Aurélio Marques Noronha<sup>6</sup>  
Patrícia de Oliveira Faria<sup>6</sup>  
André Sarkis Müller<sup>4</sup>  
Eduardo de Moraes Barreto Campello<sup>3</sup>  
Paulo Henrique Staciari<sup>7</sup>  
José Bione de Melo Filho<sup>7</sup>

#### **Resumo**

As usinas de geração de energia limpa têm ganhado nas últimas décadas posição de destaque, sendo uma opção quase exclusiva em projetos com propostas ambientalmente sustentáveis. Neste cenário, as usinas heliotérmicas são uma novidade, especialmente na matriz energética nacional, tendo no sertão de Pernambuco um projeto pioneiro em termos de tecnologia e eficiência de geração de energia. Os requisitos de operação da usina exigem restrições ao comportamento dinâmico do conjunto fundação-estrutura, tanto dos heliostatos (espelhos refletor de radiação solar) quanto da torre receptora, que precisam ser muito bem avaliados na fase de projeto e comprovados durante a operação. Neste trabalho serão analisados os efeitos do vento atuando na torre e nos heliostatos e a resposta do conjunto fundação-torre para atender aos requisitos de operação da usina em questão. As forças devidas ao vento constituem o principal carregamento variável atuante nos componentes e estruturas da usina e, por esta razão, diferentes possibilidades de cálculo previstas na NBR6123:2023, incluindo análises estáticas e respostas dinâmicas, são analisadas e discutidas no trabalho. Alguns aspectos interessantes e relevantes ao projeto de estruturas e de fundação também são apresentados e discutidos.

**Palavras-chave:** Torre metálica; Forças devidas ao vento; Usina heliotérmica; Análise dinâmica.

### **ENGINEERING DESIGN ASPECTS OF A HELIOTHERMAL POWER PLANT TOWER**

#### **Abstract**

Clean energy power plants have gained prominence in recent decades, becoming the nearly exclusive choice for environmentally sustainable projects. In this context, heliothermal power plants are a novelty, especially in Brazil's energy matrix, with a pioneering project in Pernambuco notable for its technology

and energy generation efficiency. The plant's operational requirements impose constraints on the dynamic behavior of the foundation-structure system—both for the heliostats (solar radiation reflectors) and the receiver tower—which must be meticulously designed and validated during operation. This study analyzes the effects of wind loads on the tower and heliostats, as well as the foundation-tower system's response to meet the plant's operational demands. Wind-induced forces constitute the primary variable load acting on the plant's components and structures. For this reason, different computational approaches outlined in the Brazilian standard NBR 6123:2023—including static analyses and dynamic responses—are examined and discussed. Additionally, key aspects relevant to the design of foundations and structures are presented and debated.

**Keywords:** Steel tower; Wind loads; Heliothermal power plant; Dynamic analysis.

<sup>1</sup> Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

<sup>2</sup> Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

<sup>3</sup> Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

<sup>4</sup> Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Federal do Maranhã, São Luís, MA, Brasil.

<sup>5</sup> Graduado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

<sup>6</sup> Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

<sup>7</sup> Diretoria de Pesquisa e Desenvolvimento P&D – Eletrobras, Brasil

## 1 INTRODUÇÃO

Como parte do combate às mudanças climáticas e dos esforços de redução das emissões de carbono na atmosfera, a geração de energia limpa tem ganhado cada vez mais destaque. Uma alternativa que vem sendo desenvolvida nas últimas décadas são as usinas heliotérmicas, que convertem a irradiação solar em calor, utilizado para gerar energia elétrica. Os raios solares são refletidos por painéis – denominados heliostatos – e concentrados em um receptor que acumula calor e aquece um fluido térmico utilizado no ciclo de geração, como descreve Zhang et al. [1]. Apesar do potencial, essa tecnologia ainda corresponde a uma parcela pequena da matriz energética mundial, tendo, em 2025, apenas 7,36 GW de potência total instalada, segundo a *Solar Power and Chemical Energy Systems* (SolarPACES) [2]. Em comparação, a fonte solar fotovoltaica ultrapassou em 2024 a marca de 2,0 TW de potência instalada ao redor do mundo, segundo a *Solar Power Europe* [3].

A capacidade produtiva heliotérmica ainda é concentrada em poucos países, mas tem no Brasil grande potencial a ser explorado dados os altos índices de irradiação normal direta, segundo de Souza et al. [4]. A partir da chamada pública nº 19/2015 – Projeto Estratégico para Desenvolvimento de Tecnologia Nacional de Geração Heliotérmica de Energia Elétrica, será construída uma usina heliotérmica do tipo torre solar em Petrolina - PE com potência prevista de 1 MW, parte do Projeto de PDI ANEEL intitulado: Pesquisa e Desenvolvimento em Plantas Heliotérmicas Localizadas no Centro de Referência em Energia Solar de Petrolina – CRESP. A usina contará com 247 heliostatos que refletirão os raios solares para um receptor posicionado a 40 m de altura no topo de uma torre metálica treliçada, chumbada a um bloco de fundação de concreto.

Os requisitos de operação da usina exigem restrições ao comportamento dinâmico do conjunto fundação-estrutura, que precisam ser muito bem avaliados na fase de projeto e comprovados durante a operação. Os deslocamentos transversais no topo da torre, por exemplo, não devem ultrapassar 5 cm durante a operação, para que os raios solares se concentrem corretamente no receptor e a irradiação seja eficientemente convertida em calor. Nesse contexto, o principal carregamento advém do efeito do vento, que deve ser analisado cuidadosamente, dada a sua natureza dinâmica e estocástica. A força de ação do vento em uma estrutura pode ser genericamente<sup>1</sup> definida por

$$F = qCA, \quad (1)$$

na qual  $A$  é a área de referência do elemento ao redor do qual se dá o escoamento,  $C$  é um coeficiente aerodinâmico – também denominado coeficiente de força – e  $q$  é a pressão dinâmica dada em função da velocidade do vento  $V$  e da massa específica do ar  $\rho$ :

$$q = \frac{1}{2} \rho V^2. \quad (2)$$

---

<sup>1</sup> Para uma análise mais detalhada, recorrer a referências clássicas como Blessmann [5] e Holmes [6].

Na prática da engenharia civil brasileira os parâmetros das Equações 1 e 2 são costumeiramente obtidos a partir do procedimento padrão apresentado na NBR6123:2023 - Forças Devidas ao Vento em Edificações [7]. Nela é definida a velocidade característica do vento  $V_k$  em função da localização, da topografia, da rugosidade do terreno e da altura com relação ao solo; e são apresentados os coeficientes aerodinâmicos de diversos tipos de edificações e elementos estruturais de acordo com suas geometrias e diferentes direções de incidência do vento.

Esse procedimento, porém, representa uma análise estática. Apesar de a velocidade do vento variar no tempo, faz-se uma análise estacionária, considerando-se apenas a velocidade média e desprezando-se as variações aleatórias devidas à turbulência atmosférica. Essa é uma hipótese razoável para edificações comuns, que costumam ser bastante rígidas e ter altas frequências naturais de vibração. Porém, para estruturas mais flexíveis com frequências naturais mais baixas – como a torre solar em questão – a resposta dinâmica passa a ser relevante e deve ser analisada com mais rigor. Buscando adereçar essa questão sem perder a praticidade e a simplicidade que o engenheiro estrutural necessita na fase de projeto, a NBR6123:2023 propõe dois modelos de cálculo para a consideração dos efeitos dinâmicos. O modelo contínuo simplificado pode ser adotado para edificações de seção transversal constante e distribuição aproximadamente uniforme de massa, e resulta em uma expressão direta para a pressão dinâmica ao longo da altura em função de parâmetros geométricos e dinâmicos da edificação. Para estruturas que não se encaixam nessa categoria – como a torre solar, que apresenta grande concentração de massa em seu topo advinda do receptor – é esperado que essa avaliação simplificada leve a resultados inconsistentes. Para esses casos, pode ser utilizado o modelo discreto, que consiste em dividir a estrutura em níveis representados por nós que reúnem suas propriedades, e calcular para cada um as forças devidas às parcelas média e flutuante da ação do vento. Ambos os métodos descrevem os efeitos dinâmicos por expressões analíticas de forças estáticas equivalentes, que devem ser então incorporadas ao modelo estrutural.

Este trabalho tem como objetivo modelar os efeitos do vento atuando na torre solar e analisar a resposta do conjunto fundação-estrutura para atender aos requisitos de operação da usina heliotérmica de Petrolina. Inicialmente, foi implementado o procedimento estático padrão da NBR6123:2023 para três direções de incidência do vento, com algumas adaptações dadas as especificidades da torre. Em seguida, averiguou-se a partir das frequências naturais de vibração da estrutura que era necessário analisar a resposta dinâmica em uma das direções de incidência do vento. Os dois modelos dinâmicos sugeridos pela norma foram implementados e os resultados foram comparados entre si e com as previsões do modelo estático.

## **2 MATERIAIS E MÉTODOS**

### **2.1 Caracterização do sistema e modelo estrutural**

A torre tem estrutura treliçada de 40 m de altura e seção transversal de 1,9 m x 2,9 m, como apresenta a Figura 1. As barras são perfis metálicos de seção circular vazada, a não ser pelas cantoneiras que apoiam o receptor no topo. Apesar das dimensões da seção transversal da torre permanecerem constantes ao longo da altura, as barras na base são consideravelmente menos esbeltas que as no topo, já que devem

resistir ao peso de toda a estrutura. As quatro bases da torre são chumbadas a um bloco de fundação de concreto com 90 cm de espessura e seção transversal quadrada com 7,6 m de lado. Além de apoiar o receptor com 5,3 t, a torre suporta um escudo de 0,5 t para proteger os perfis metálicos do calor intenso. A disposição desses dois elementos e a posição de seus centros de massa são apresentadas na Figura 2. Além da estrutura e dos componentes mencionados, a torre possui tubulações e cabeados (ver Figura 3) sobre os quais também foram considerados os efeitos do vento e da gravidade.

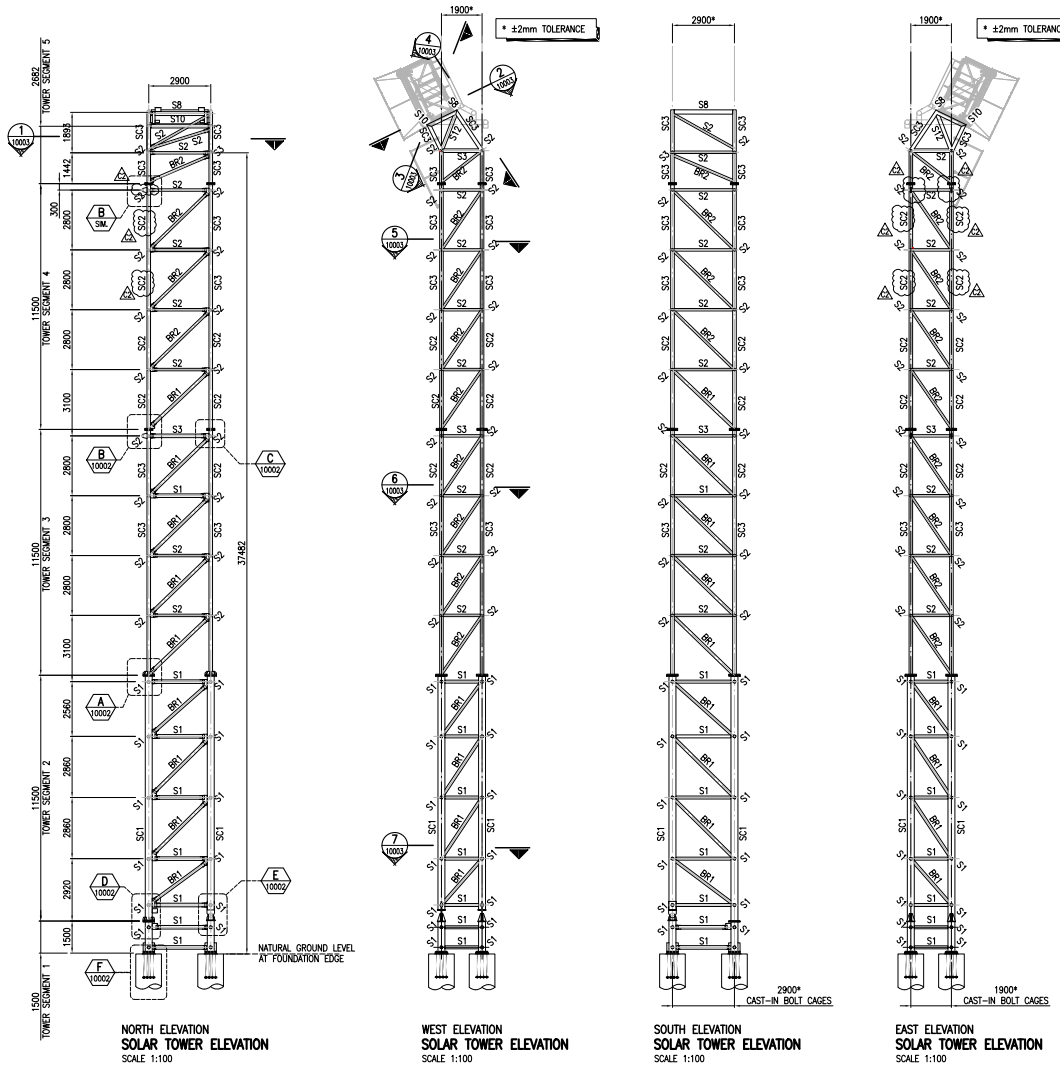


Figura 1: Elevações da estrutura metálica da torre solar.

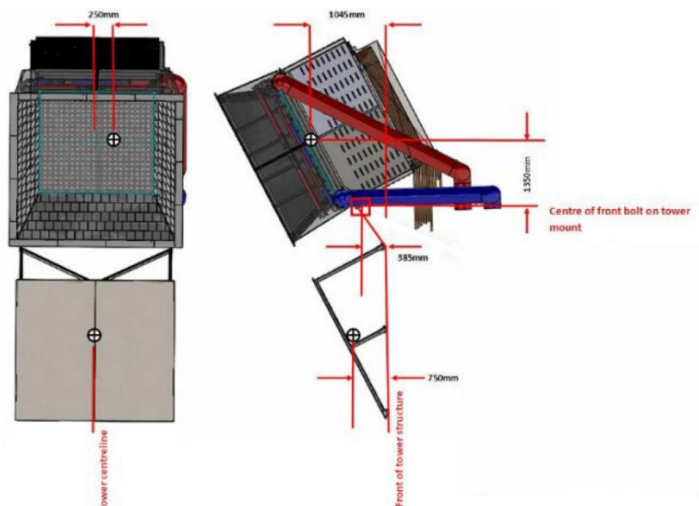


Figura 2: Detalhamento do conjunto receptor-escudo

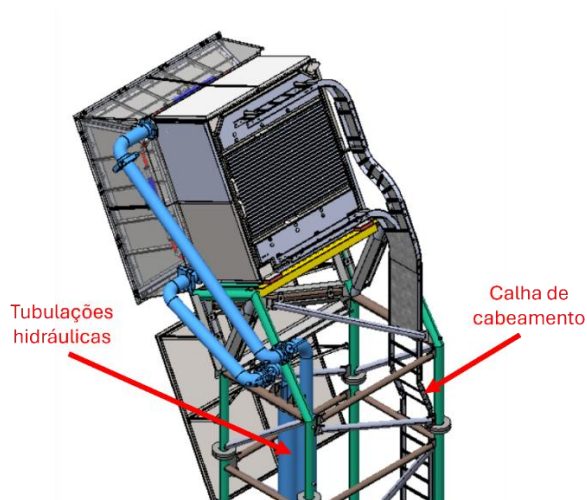


Figura 3: Posicionamento das conexões de serviço na torre solar.

O modelo da estrutura foi realizado no *software* STRAP (versão 2024) e é apresentado na Figura 4. O sistema de coordenadas foi definido de forma que o sentido positivo do eixo X2 esteja alinhado com a direção Sul. Considerou-se que as barras horizontais e diagonais são articuladas nas extremidades e que as bases da torre são engastadas à fundação, sendo esta admitida como rígida. Para que os carregamentos advindos do receptor pudessem ser transmitidos à estrutura, foi definido um nó correspondente ao seu centro de massa, que foi rigidamente conectado a nós intermediários nas cantoneiras. As cargas relacionadas ao escudo são aplicadas aos seus seis pontos de fixação na torre.

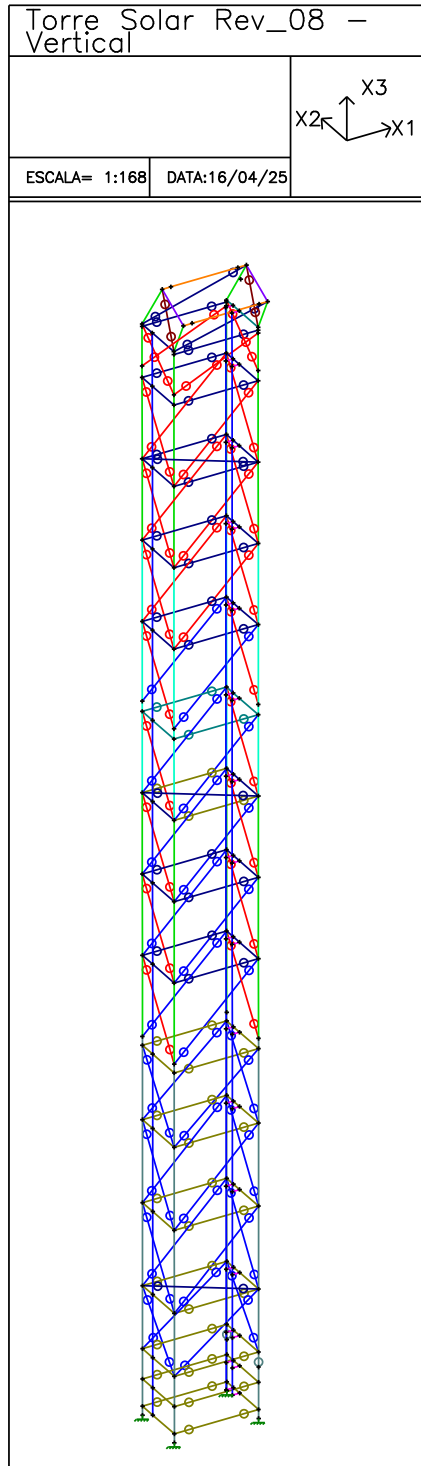


Figura 4: Modelo estrutura da torre solar no STRAP

## 2.2 Forças de vento segundo a NBR6123:2023

Além dos pesos do receptor, do escudo, das conexões de serviço e da própria estrutura, a torre solar está sujeita à ação do vento. Para os fins de verificação estrutural foram consideradas as direções de incidência ortogonais às faces e uma direção oblíqua a elas. Dado que o conjunto receptor-escudo tem centro de gravidade excêntrico ao eixo da torre, estando posicionado mais a Norte e mais a Oeste (vide Figura 2), foram analisados os sentidos críticos Sul-Norte, Leste-Oeste e Sudeste-Noroeste, que correspondem a  $(0, -X2)$ ,  $(+X1, 0)$  e  $(+X1, -X2)$  no sistema de coordenadas do modelo STRAP (vide Figura 4), e são denominados  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  e  $45^\circ$ , respectivamente, como indica a Figura 5. Esta seção descreve os procedimentos recomendados pela NBR6123:2023 para a modelagem das cargas de vento em edificações e os aplica para o caso da torre solar em questão.

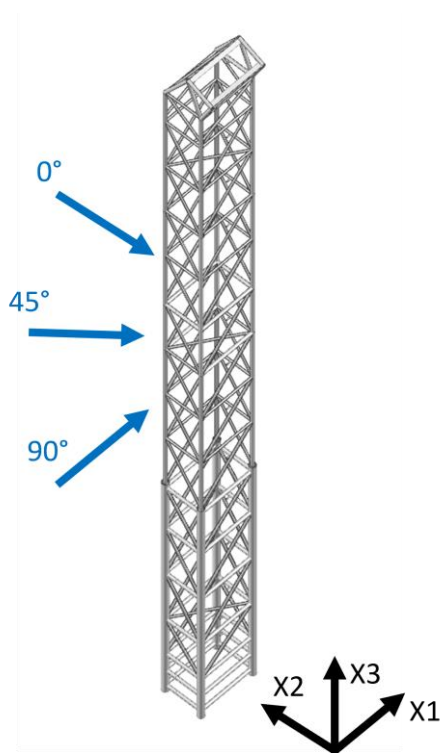


Figura 5: Direções analisadas de incidência do vento.

### 2.2.1 Análise estática

No procedimento padrão da NBR6123:2023 considera-se a massa específica do ar  $\rho = 1,226 \text{ kg/m}^3$  e reescreve-se a pressão dinâmica  $q$  em  $\text{N/m}^2$  como

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 = 0,613 V_k^2, \quad (3)$$

em que  $V_k$  é a velocidade característica em m/s dada por

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3. \quad (4)$$

A velocidade básica do vento  $V_0$  é definida pela norma como a velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida em média uma vez em 50 anos. Ela é obtida pelas isopletras apresentadas na Figura 6, sendo igual a 30 m/s em Petrolina. O fator  $S_1$  depende da topografia da localidade, e é igual a 1,0 para o terreno plano onde se encontra a usina heliotérmica. O fator  $S_3$  depende do grau de segurança requerido e da vida útil da edificação, e é adotado como 0,95, dado que a torre solar não é destinada à ocupação humana e que a circulação de pessoas no seu entorno é reduzida.

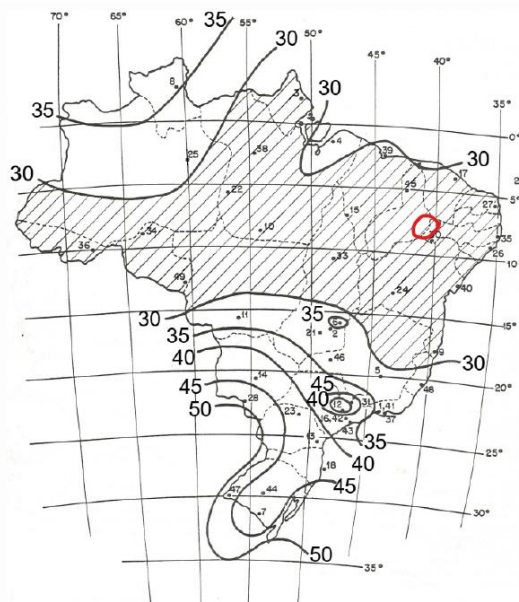


Figura 6: Isopletras de velocidade básica  $V_0$  em m/s segundo a NBR6123:2023. O círculo vermelho indica a localização de Petrolina - PE

O fator  $S_2$  é definido como:

$$S_2 = b_m F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p, \quad (5)$$

em que  $z$  é a altura acima do solo, em metros, e  $b_m$ ,  $F_r$  e  $p$  são parâmetros dependentes da rugosidade do terreno e das dimensões da edificação. A usina se encontra em um terreno aberto com obstáculos baixos e pouco numerosos ao seu redor, o que caracteriza a categoria de rugosidade II. Sendo a maior dimensão da torre (altura de 40 m) maior que 20 m e menor que 50 m, ela é uma edificação da classe B. Para a categoria II e classe B, tem-se  $b_m = 1,0$ ,  $F_r = 0,98$  e  $p = 0,09$ .

Substituindo-se todos os parâmetros na Equação 4, obtém-se o perfil da velocidade característica  $V_k$  (m/s) em função da cota  $z$  (m):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 30 \cdot 1,0 \cdot \left[ 1,0 \cdot 0,98 \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^{0,09} \right] \cdot 0,95 = 27,93 \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^{0,09}. \quad (6)$$

Observa-se, porém, que a norma define a Equação 5 para alturas  $z$  maiores ou iguais a 5 m, estabelecendo um fator  $S_2$  mínimo para cotas abaixo desse limite, igual a 0,92 para categoria de rugosidade do terreno II e classe da edificação B. A velocidade característica é então limitada inferiormente a 26,2 m/s. O limite superior nesta análise é definido pela altura da torre e corresponde a 31,6 m/s.

Considera-se que as cargas de vento na torre são majoritariamente advindas do arrasto em seus elementos, ou seja, que a força aerodinâmica atua majoritariamente na direção do escoamento. Dessa forma, a Equação 1 é reescrita como:

$$F = F_a = q C_a A, \quad (7)$$

em que  $F_a$  e  $C_a$  são a força e o coeficiente de arrasto. A Equação 7 pode ser diretamente utilizada para calcular as forças de arrasto no receptor e no escudo, dadas as pressões dinâmicas calculadas para as cotas dos seus centros de gravidade, as áreas de referência indicadas na Figura 7 e os coeficientes de arrasto adequados. O receptor é considerado um prisma de seção retangular com  $C_a = 2,2$  de acordo com a norma australiana AS/NZS 1170.2:2002 – *Structural Steel design actions, Part 2: Wind actions* [8]. Apesar de placas sofrerem menor arrasto do que corpos rombudos, segundo Holmes [6], adota-se a favor da segurança que o escudo tenha o mesmo coeficiente  $C_a = 2,2$  do receptor.

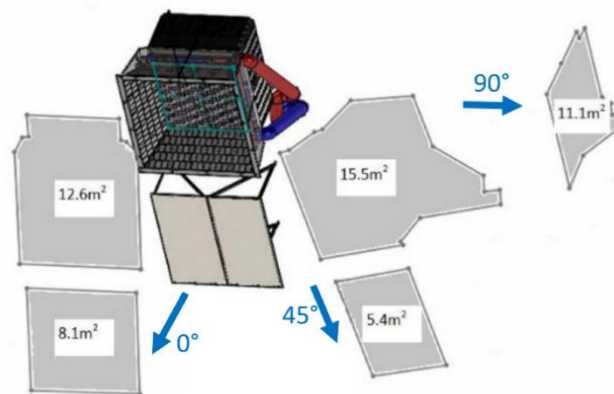


Figura 7: Áreas de referência do conjunto receptor-escudo para as diferentes direções de ataque do vento, calculadas por projeções em CAD.

Para os perfis metálicos e as conexões de serviço, considera-se a força de arrasto distribuída ao longo de seus comprimentos. A Equação 7 é então reescrita como:

$$f_a = \frac{F_a}{l} = q C_a \phi K, \quad (8)$$

admitindo  $A = l\phi$ , sendo  $l$  o comprimento do elemento e  $\phi$  a largura de referência de sua seção transversal em relação ao escoamento, que corresponde ao diâmetro no caso de barras circulares; e sendo  $K$  um fator de redução para barras de comprimento finito, que será discutido mais adiante.

Para os elementos circulares – como os perfis metálicos e as tubulações – a NBR6123:2023 recomenda coeficientes de arrasto de acordo com a Tabela 1 em função do número de Reynolds  $Re$ , dado pela expressão:

$$Re = 70000 V_k \phi, \quad (9)$$

com  $V_k$  em m/s e  $\phi$  em m. Aplicando-se a Equação 9 para cada perfil metálico da torre, verifica-se que o número de Reynolds varia entre  $2,36 \times 10^5$  e  $6,51 \times 10^5$ . Nota-se que parte dos elementos estará no regime subcrítico e parte estará acima do regime crítico, e que há uma diferença significativa nos valores de coeficiente de arrasto entre eles. Essa transição brusca entre os regimes é ilustrada na Figura 8.

Tabela 1: Coeficientes de arrasto  $C_a$  para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito. Fonte: NBR6123:2023.

Regime de escoamento	$Re = 70\,000 V_k d$ ( $V_k$ em m/s; $d$ em m)	$C_a$
Subcrítico	$Re < 4,2 \times 10^5$	1,2
Acima do crítico	$4,2 \times 10^5 \leq Re < 8,4 \times 10^5$	0,6
	$8,4 \times 10^5 \leq Re < 2,3 \times 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \times 10^6$	0,8

Dadas as incertezas do modelo, foram adotados conservadoramente regime subcrítico e coeficiente de arrasto  $C_a = 1,2$  para todos os elementos prismáticos de seção circular com eixo ortogonal ao escoamento. Para os perfis metálicos circulares com eixos oblíquos ao vento foram adotados os coeficientes de arrasto recomendados pela NBR6123:2023 para barras prismáticas de seção elíptica, novamente no regime subcrítico, correspondentes a  $C_a = 0,7$ . Os perfis com eixo paralelo à direção do escoamento tiveram suas forças de arrasto desprezadas.

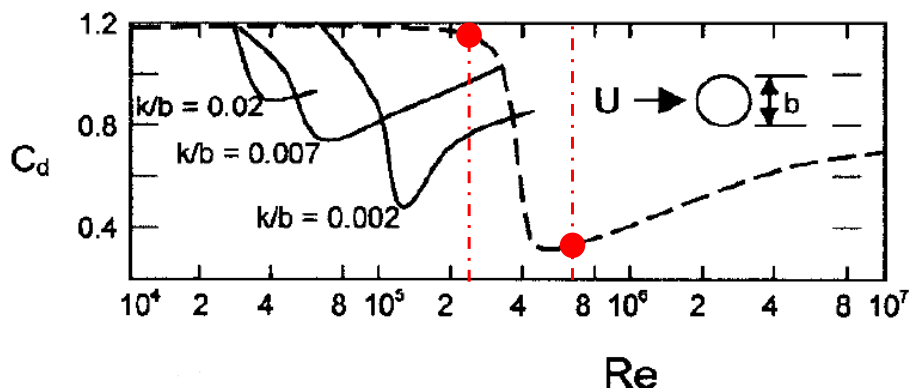


Figura 8: Efeito do número de Reynolds no coeficiente de arrasto<sup>2</sup> em barras prismáticas de seção circular. Fonte: Holmes [6]

O fator de redução  $K$  para barras de comprimento finito previsto pela NBR6123:2023 varia de acordo com o regime de escoamento e com a relação entre o comprimento  $l$  da barra e a largura de referência  $\phi$  de sua seção transversal, de acordo com a Tabela 2, na qual  $d$  e  $c_\alpha$  correspondem a  $\phi$  para seções circulares e não circulares, respectivamente. De acordo com a discussão acima sobre os coeficientes de arrasto, considera-se que todas as barras estejam em regime subcrítico. Ainda, a modelagem é simplificada a favor da segurança, adotando-se a redução correspondente à barra com a maior relação  $l/\phi$  – a saber 35,4 – para todas as demais. Assim, aplica-se  $K = 0,8$  a todos os perfis metálicos e às conexões de serviço.

Tabela 2: Valores de fator de redução  $K$  para barras de comprimento finito. Fonte: NBR6123:2023.

$l / c_\alpha$ ou $l / d$	2	5	10	20	40	50	100	$\infty$
<b>Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico (<math>Re &lt; 4,2 \times 10^5</math>)</b>	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
<b>Barras prismáticas da seção circular em regime acima do crítico (<math>Re \geq 4,2 \times 10^5</math>)</b>	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
<b>Barras prismáticas de faces planas</b>	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

Dada a complexidade da ação do vento na torre e a modularidade de sua estrutura treliçada, optou-se por discretizá-la em níveis, dentro dos quais consideraram-se pressões dinâmicas uniformes correspondentes – novamente de maneira conservadora – às velocidades no topo de cada nível. Com a pressão dinâmica em cada trecho, as forças aerodinâmicas nos perfis metálicos e nas conexões de serviço foram calculadas de acordo com a Equação 8 e aplicadas no modelo STRAP como carregamentos estáticos distribuídos.

### 2.2.2 Análise dinâmica

<sup>2</sup> A palavra em inglês para arrasto é *drag*, o que justifica o uso de  $C_d$  no título do eixo vertical do gráfico.

O vetor velocidade instantânea  $V(t)$  do vento varia aleatoriamente ao longo do tempo, sendo costumeiramente modelado como a superposição de uma parcela flutuante  $\hat{V}(t)$  sobre uma parcela média  $\bar{V}$  constante. Esta gera efeitos estáticos nas edificações – designados de resposta média – enquanto aquela pode causar oscilações – designadas de resposta flutuante – em edificações flexíveis e pouco amortecidas. Segundo a NBR6123:2023, o efeito da parcela flutuante é pequeno em edificações com período natural menor ou igual a 1,0 s, sendo suficiente a análise estática do procedimento padrão descrito na Seção 2.2.1. Estruturas com período maior que 1,0 s, porém, podem apresentar oscilações dinâmicas relevantes devidas às flutuações da velocidade do vento, que devem ser devidamente modeladas e então somadas à resposta média para compor a ação do vento na estrutura.

Para verificar essa condição, foi realizada a análise modal da estrutura da torre solar no módulo de dinâmica do STRAP. Nele, os pesos definidos como carregamentos no módulo de estática são automaticamente convertidos a valores de massa e atribuídos aos nós da estrutura. O *software* então resolve o problema de auto-valor e calcula os primeiros períodos naturais e os respectivos modos de vibrar. A Figura 9 apresenta as duas primeiras formas modais, que estão relacionadas a flexão nos planos X2-X3 e X1-X3 e são aquelas excitadas de maneira mais relevante pelos ventos a 0° e 90°, respectivamente. Nota-se que apenas o primeiro modo tem período natural maior que 1,0 s – apresentando frequência natural  $f_1 = 0,853$  Hz –, e constata-se que não há um modo de vibrar claramente relacionado à direção de incidência do vento a 45°, o que permite concluir que as amplificações dinâmicas devidas à turbulência são relevantes para a torre solar apenas na direção do vento a 0°. Dessa forma, os modelos dinâmicos da NBR6123:2023 descritos a seguir são aplicados apenas a esse caso.

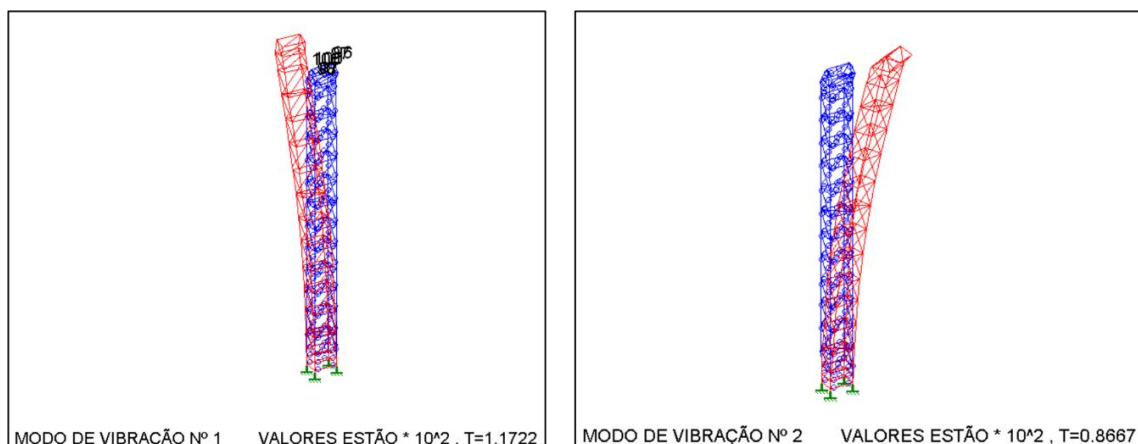


Figura 9: Dois primeiros modos de vibrar da estrutura da torre solar calculados no STRAP.

No lugar da velocidade característica  $V_k$  da análise estática, a norma exige para a análise dinâmica a utilização da velocidade de projeto  $\bar{V}_p$ , correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura do solo em terreno da categoria II, calculada por:

$$\bar{V}_p = 0,69V_0S_1S_3, \quad (10)$$

que resulta em 19,67 m/s para  $V_0 = 30$  m/s,  $S_1 = 1,0$  e  $S_3 = 0,95$ . É importante notar que apesar dos modelos descritos a seguir levarem em conta a natureza dinâmica do vento, eles ainda resultam em forças estáticas a serem aplicadas no modelo estrutural convencional. Não é realizada uma análise transiente para obter a resposta da edificação a cada instante de tempo.

### Modelo contínuo simplificado

O modelo contínuo simplificado é recomendado apenas para edificações de seção transversal constante, distribuição aproximadamente uniforme de massa e apoiadas exclusivamente na base. Nele é considerada na resposta dinâmica apenas a contribuição do modo fundamental, que é admitido ser bem aproximado pela relação:

$$x = \left(\frac{z}{h}\right)^\gamma, \quad (11)$$

em que  $h$  é a altura da edificação,  $x$  é a amplitude de vibração na cota  $z$  e  $\gamma$  é um parâmetro dependente do tipo da estrutura, que vale 1,7 para torres de aço.

Por mais que as dimensões da seção transversal da torre permaneçam constantes até muito próximo do topo, é evidente que a distribuição de massa é pouco uniforme. Além da relativa concentração do peso da estrutura metálica na sua base – dado que os perfis nessa região têm maiores diâmetros – há uma grande concentração de massa no topo, advinda do conjunto receptor-escudo. Essa desconformidade com relação às premissas do modelo simplificado pode ser visualizada no gráfico da Figura 10, que confronta o modo de vibrar correspondente à relação da Equação 11 com o resultado obtido pela análise modal realizada no STRAP. É importante notar que neste gráfico os deslocamentos no topo são os mesmos por definição, já que as amplitudes são medidas relativas de deslocamento e precisam ter uma referência estabelecida – nesse caso, o topo da torre, com amplitude unitária nos dois casos. Vê-se que o modelo simplificado prevê um modo menos abaulado (curvatura mais suave do eixo da torre), ou seja, com menores deslocamentos relativos entre o topo e o restante da torre, mostrando que a forma fundamental de vibração não é bem aproximada pela Equação 11 para a estrutura em apreço.

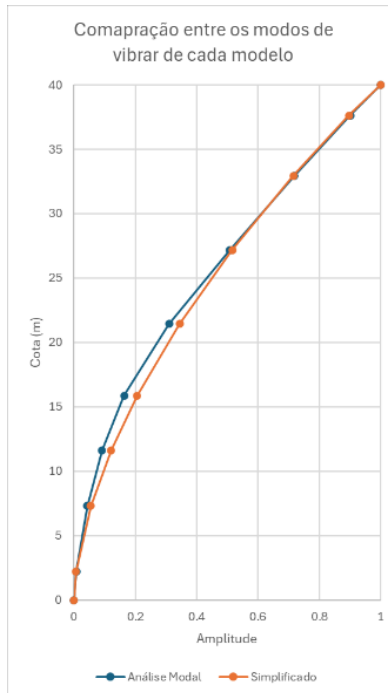


Figura 10: Comparação entre o modo fundamental utilizado no modelo simplificado e o calculado numericamente para a torre solar.

Ainda assim, esse modelo é aplicado neste trabalho a título de comparação com o modelo discreto descrito mais adiante, para avaliar a sensibilidade da previsão de resposta dinâmica com relação ao atendimento de suas hipóteses.

O modelo contínuo simplificado se resume ao cálculo da pressão dinâmica  $q$  ao longo da altura dada por

$$q(z) = \bar{q}_0 b_m^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^{2p} \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right], \quad (12)$$

em que  $\bar{q}_0$  é a pressão dinâmica correspondente à velocidade de projeto  $\bar{V}_p$ , ou seja,  $\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2$ ;  $b_m$  e  $p$  são parâmetros que dependem da rugosidade do terreno, porém com valores diferentes daqueles da análise estática, correspondendo aqui a 1,0 e 0,15, respectivamente;  $z_r$  é a altura de referência acima do solo, igual a 10 m;  $h$  e  $\gamma$  são os mesmos da Equação 11; e  $\xi$  é um fator dinâmico dado em função das dimensões da edificação (altura  $h$  e largura de referência  $l_1$ ), da razão de amortecimento crítico  $\zeta$  e da frequência natural  $f$  (por meio do adimensional  $\bar{V}_p/fL$ ), pelo gráfico da Figura 11<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> O gráfico da Figura 11 corresponde à categoria II de rugosidade do terreno e taxa de amortecimento de 1%, relevante neste caso. Para as demais categorias e diferentes valores de amortecimento, consultar a NBR6123:2023.

Nota-se que a primeira parcela dentro dos colchetes corresponde à resposta média, sendo a pressão dinâmica proporcional ao quadrado do perfil de velocidades, como no procedimento estático. O segundo termo, correspondente à resposta flutuante, é proporcional à forma modal da Equação 11 e aumenta com o fator dinâmico  $\xi$ , que deve ser avaliado cautelosamente. Nota-se que: 1) fixada a geometria da fachada sujeita ao vento,  $\xi$  aumenta com a velocidade de projeto e com o período natural da estrutura (inverso da frequência); 2) fixada a altura  $h$  e o adimensional  $\bar{V}_p/fL$ , o fator dinâmico diminui com o aumento da largura de referência; 3) mantendo-se a proporção da geometria  $l_1/h$  e a relação entre a velocidade e a frequência natural, o fator dinâmico diminui com a altura da edificação. Em resumo, quanto mais flexível a estrutura e mais esbelta a edificação, maior será a amplificação dinâmica.

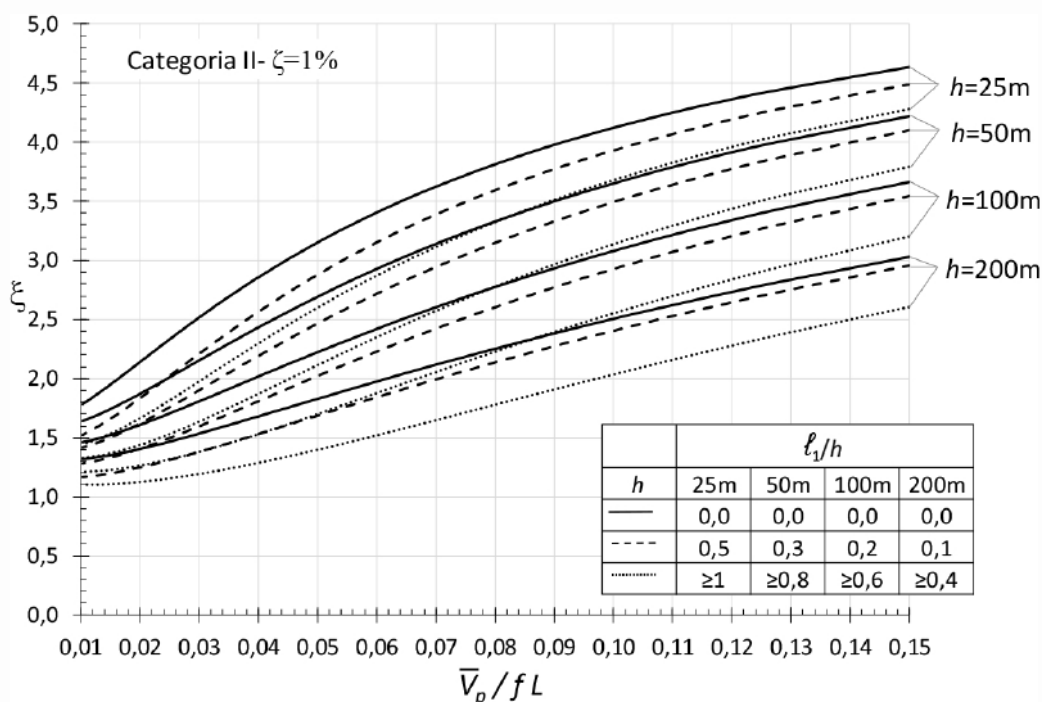


Figura 11: Fator dinâmico  $\xi$  para categoria II e  $\zeta = 1\%$  ( $L = 1800$  m;  $h$  em metros). Fonte: NBR6123:2023

O resultado do método simplificado é o cálculo da força de arrasto por unidade de comprimento vertical em função da pressão dinâmica, análogo à Equação 8:

$$f_a = q C_a l_1. \quad (13)$$

Para edificações correntes, adequadas para o modelo contínuo, a largura de referência  $l_1$  é constante e igual à largura da edificação na direção transversal ao escoamento, e  $C_a$  é o coeficiente de arrasto da edificação como um todo, também constante. No caso da torre solar, considerar a largura de referência como a largura da fachada seria desconsiderar o fato de ela ser um reticulado vazado, ou seja, seria

considerar uma área de referência maior do que a que de fato obstrui o escoamento. Dessa forma, optou-se por definir  $l_1$  como a largura que, multiplicada pela altura da torre, resulta na soma das áreas de referência dos perfis metálicos, das conexões de serviço e do conjunto receptor-escudo, ou seja:

$$l_1 = \frac{\sum A_j}{h}. \quad (14)$$

em que  $A_j$  são as áreas de referência dos elementos da torre, definidos na Seção 2.2.1. Mesmo com essa consideração, utilizar a Equação 13 diretamente significa assumir que a área de referência é distribuída uniformemente ao longo da altura, o que não corresponde à realidade, já que o conjunto receptor-escudo representa uma obstrução ao escoamento muito maior do que o restante da estrutura, que por si só também apresenta variações ao longo da altura. Dado que o mesmo pode ser dito sobre o coeficiente de arrasto, optou-se por utilizar a mesma discretização vertical proposta para a análise estática e calcular para cada nível  $i$  uma força de arrasto:

$$F_{ai} = q(z_i)C_{ai}A_i. \quad (15)$$

em que  $z_i$  é a cota do topo do nível (a favor da segurança, como na análise estática);  $A_i$  é a área de referência do nível, igual à soma das áreas dos elementos pertencentes a ele; e  $C_{ai}$  é o coeficiente de arrasto do nível, calculado pela média dos coeficientes de arrasto dos elementos ponderados pelas respectivas áreas de referência. Para implementar essas forças no modelo STRAP, optou-se por criar elementos de placa fictícios na face Sul da torre, que distribuem as forças de arrasto nas áreas delimitadas pelos contornos de cada nível, como ilustra a 123.

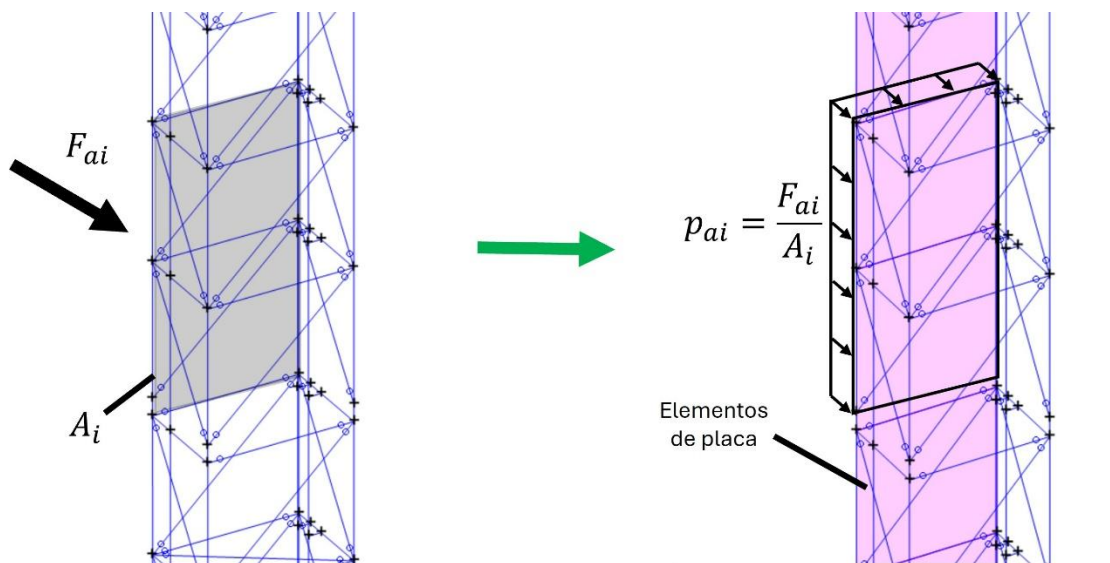


Figura 123: Aplicação das forças do modelo simplificado  $i$  como carregamentos distribuídos em elementos de placa.

## Modelo discreto

No modelo discreto, a edificação é dividida em níveis representados por nós que reúnem suas propriedades geométricas e aerodinâmicas, conforme ilustra a Figura 134, permitindo descrever as não-homogeneidades geométricas e de massa, que são então consideradas na análise dinâmica.

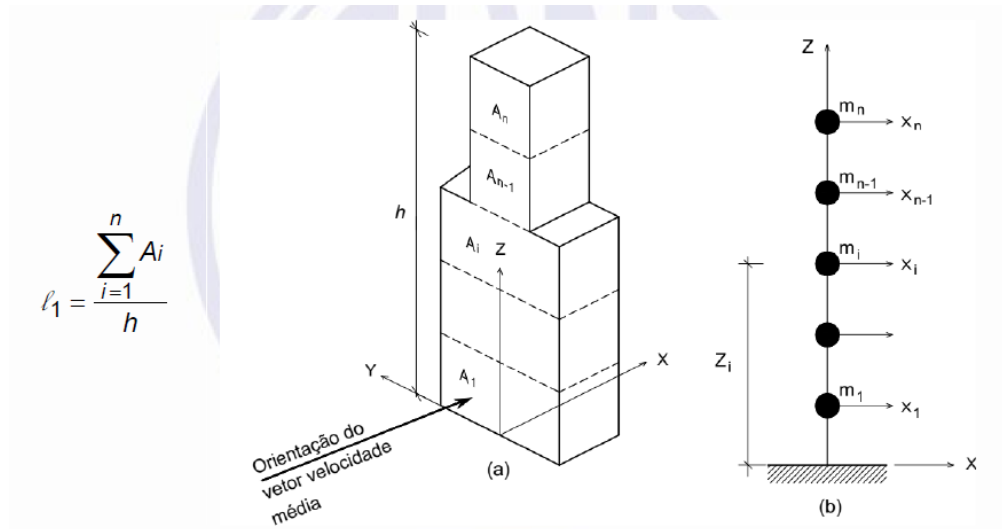


Figura 134: Esquema para um modelo dinâmico discreto. Fonte: NBR6123:2023

Para cada um dos  $n$  nós, são definidos:

- $x_i$ : amplitude da forma modal correspondente à coordenada  $i$ ;
- $A_i$ : área de influência correspondente à coordenada  $i$ ;
- $m_i$ : massa discreta correspondente à coordenada  $i$ ;
- $C_{ai}$ : coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ;
- $z_i$ : é a altura do nó  $i$  sobre o nível do terreno;

Nota-se pela Figura 134 que para o modelo discreto, a NBR6123:2023 define a largura de referência a partir da Equação 14, para capturar mudanças de largura ao longo da altura da edificação. O resultado da análise discreta são as forças estáticas  $X_i$  nos nós compostas pela superposição de parcelas médias  $\bar{X}_i$  e parcelas flutuantes  $\hat{X}_i$ :

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i. \quad (16)$$

A força média  $\bar{X}_i$  é dada por:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b_m^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p}, \quad (17)$$

sendo  $\bar{q}_0$ ,  $b_m$ ,  $p$  e  $z_r$  os mesmos definidos para o modelo contínuo. Assim como no modelo simplificado, a parcela média corresponde à força de arrasto calculada no modelo estático, sendo proporcional às áreas de referência, aos coeficientes de arrasto e ao quadrado da velocidade, que tem perfil exponencial ao longo da altura. A diferença com relação ao modelo simplificado é que as não-homogeneidades geométrica e aerodinâmica já são descritas pela natureza discreta do modelo, sem necessidade de adaptações como as feitas para obter a Equação 15.

Para a parcela flutuante, define-se uma medida de força  $F_H$ :

$$F_H = \bar{q}_0 b_m^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \Psi_i x_i^2} \xi, \quad (18)$$

em que quantidade  $\beta_i$  engloba os coeficientes de arrasto, medidas relativas de área e o perfil de velocidades, sendo definida como:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^p, \quad (19)$$

e  $\Psi_i$  indica a distribuição de massa, dada por:

$$\Psi_i = \frac{m_i}{m_0}. \quad (20)$$

$A_0$  e  $m_0$  são a área e a massa de um nó de referência arbitrário e  $\xi$  é o fator dinâmico obtido pelo gráfico da Figura 11. A força  $\hat{X}_i$ , representa a amplitude máxima da parcela flutuante, e é então definida como a força  $F_H$  ponderada em cada nó pelas respectivas medidas relativas de massa e amplitudes de deslocamento modal:

$$\hat{X}_i = F_H \Psi_i x_i, \quad (21)$$

Para a discretização da torre, foi utilizada a mesma divisão por níveis da análise estática, com a adição de um novo nível no topo representado pelo receptor e a consideração do escudo no penúltimo nível. O cálculo das propriedades reunidas em cada nó é feito da seguinte forma:

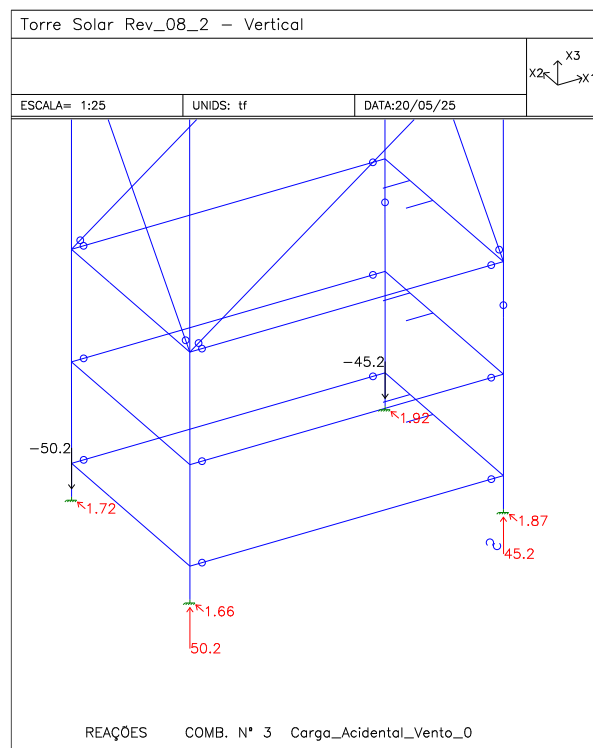
- cota  $z_i$  é definida no centro de cada nível;
- a área  $A_i$  e a massa  $m_i$  são calculadas somando-se as massas e as áreas de sombra dos elementos;
- o coeficiente de arrasto equivalente  $C_{ai}$  é dado pela média ponderada dos coeficientes de arrasto dos elementos pelas suas áreas de sombra.

Para o cálculo de  $\hat{X}_i$  utiliza-se o nível mais alto, correspondente ao receptor, como referência para  $A_0$  e  $m_0$ . As amplitudes de deslocamento  $x_i$  de cada nó são obtidas a partir da forma de vibrar calculada pelo STRAP (vide Erro! Argumento de opção desconhecido.), selecionando a média dos deslocamentos dos nós mais próximos do centro de cada nível. O auto-vetor de deslocamentos é escrito de forma que o deslocamento

no último nível seja unitário. A aplicação das forças  $X_i$  é feita como carregamentos distribuídos nos elementos de placa fictícios, assim como descrito para o modelo simplificado (vide *Figura 123*).

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Um primeiro resultado para avaliar o efeito do vento na torre solar e comparar os diversos métodos utilizados para modelá-lo são os esforços transmitidos para a fundação. A *Figura 14* ilustra, a título de exemplo, as reações de apoio calculadas pelo STRAP nas bases engastadas da torre para o caso de carregamento do vento a  $0^\circ$  pelo modelo estático. Para facilitar a comparação entre os carregamentos, foram calculadas também as reações equivalentes no centro da fundação, como se a torre fosse uma viga engastada na base. Elas são apresentadas na , na qual são explicitadas as reações geradas por cada caso de carregamento, separando as cargas permanentes das acidentais.



*Figura 145: Reações de apoio da carga de vento a  $0^\circ$  pelo modelo estático.*

Nota-se, primeiro, que as excentricidades do conjunto receptor-escudo e das conexões de serviço com relação ao eixo da torre geram momentos na fundação – como esperado –, mas que estes são de pequena relevância quando comparados com aqueles gerados pela ação do vento. Vê-se, além disso, que a direção

de incidência do vento a 0° é a que gera os maiores momentos na base da torre<sup>4</sup>, o que também é de se esperar, dado que a área de exposição nessa situação é maior do que aquela do vento a 90°, e que a “face plana” nesse caso é menos aerodinâmica do que a “cunha” do caso 45°.

Tabela 3: Reações de apoio equivalentes na base da torre advindas das cargas permanentes e da ação do vento nas três direções de incidência segundo a modelagem estática.

Carregamento Característico	FX1 (kN)	FX2 (kN)	FX3 (kN)	MX1 (kN.m)	MX2 (kN.m)
Cargas permanentes	0,0	0,0	277,12	-85,89	-85,31
Vento 0°	0,0	69,82	0,00	-1758,8	0,0
Vento 90° - Estático	-67,56	0,0	1,0	0,932	-1511,4
Vento 45° - Estático	-50,21	52,56	0,0	-1216,6	-1148,9
Vento 0° - Dinâmico	0,0	77,17	0,0	-2328,9	0,000

É importante notar, porém, que apesar de o momento total gerado pelo vento a 0° ser maior do que o gerado a 45°, a diferença é pequena, e este pode acabar se tornando mais crítico do que aquele na verificação estrutural do bloco de fundação. A sapata quadrada tem lados paralelos aos eixos X1 e X2 e, portanto, apresenta momento de inércia nessas direções maior do que na direção diagonal, mais próxima da qual aponta o vetor momento gerado pelo vento a 45°.

Tabela 4: Reações equivalentes na base da torre para o vento a 0° segundo o modelo contínuo simplificado (valores característicos).

Vento a 0° - Modelo contínuo simplificado	FX1 (kN)	FX2 (kN)	FX3 (kN)	MX1 (kN.m)	MX2 (kN.m)
Resposta média	0,0	39,91	0,00	-1052,7	0,0
Resposta flutuante	0,0	59,03	0,0	-1930,2	0,0
<b>Resposta total</b>	<b>0,0</b>	<b>98,94</b>	<b>0,0</b>	<b>-2982,9</b>	<b>0,0</b>
<b>Variação com relação ao modelo estático (%)</b>	-	<b>42%</b>	-	<b>70%</b>	-

Tabela 5: Reações equivalentes na base da torre para o vento a 0° segundo o modelo discreto (valores característicos).

Vento a 0° - Modelo discreto	FX1 (kN)	FX2 (kN)	FX3 (kN)	MX1 (kN.m)	MX2 (kN.m)
Resposta média	0,0	34,62	0,00	-898,03	0,0
Resposta flutuante	0,0	42,56	0,0	-1430,9	0,0
<b>Resposta total</b>	<b>0,0</b>	<b>77,17</b>	<b>0,0</b>	<b>-2328,9</b>	<b>0,0</b>
<b>Variação com relação ao modelo estático (%)</b>	-	<b>11%</b>	-	<b>32%</b>	-

As e 5 apresentam os resultados das reações equivalentes no centro da fundação decorrentes dos modelos dinâmicos recomendados pela NBR6123:2023 para o vento a 0°, explicitando as contribuições das parcelas média e flutuante. Primeiramente, nota-se que ambos os modelos preveem esforços maiores do que aqueles previstos pelo modelo estático, o que é coerente com o fato de eles considerarem as

<sup>4</sup> A comparação com o vento a 45° é feita calculando-se o momento total  $M = \sqrt{M_{X1}^2 + M_{X2}^2}$ .

amplificações dinâmicas, desprezadas no procedimento padrão da norma. A relevância dessas amplificações se torna clara quando se vê que a resposta flutuante é significativamente maior do que a média, principalmente com relação aos momentos gerados na base – típico de estruturas altas com concentração de massa no topo, que se assemelham a um pêndulo invertido.

Além disso, é importante observar que o modelo contínuo – que exigiu uma série de adaptações para que pudesse ser implementado de maneira coerente com as características da torre – superestima os esforços na fundação em até 28% com relação ao modelo discreto. Ou seja, apesar de mais conservador em relação a este último – ao menos para a estrutura estudada –, não apresenta grande robustez. Assim, dentre os três métodos de cálculo da ação do vento a 0°, o modelo dinâmico discreto foi eleito como aquele a ser usado para as verificações estruturais do conjunto estrutura-fundação.

*Tabela 6: Deslocamentos do centro de massa do receptor devidos à ação do vento nas três direções de ataque calculados pelo modelo estático do STRAP.*

Direção do vento	U_X1 (cm)	U_X2 (cm)	U (cm)
0°	0,48	-23,2	23,20
90°	7,31	-0,55	7,33
45°	5,88	-10,9	12,38

O principal requisito de desempenho estrutural da torre solar em serviço é a restrição de deslocamento transversal do receptor, que não deve superar 5 cm, para que os raios solares sejam captados adequadamente. A Tabela 6 apresenta os deslocamentos do nó correspondente ao centro de gravidade do receptor devidos às forças de vento calculados pelo modelo estático do STRAP para as diferentes direções de ataque do vento. Vê-se que o limite de 5 cm é violado para as três direções do vento. É importante lembrar, porém, que esses valores resultam da ação da velocidade básica  $V_0 = 30$  m/s, que corresponde a um período de retorno de 50 anos, sendo esperado que ela seja alcançada raramente durante a vida útil da usina heliotérmica. Considerando a linearidade do modelo estrutural e a relação quadrática entre a velocidade e as forças de arrasto (vide Equações 3 e 7), pode-se calcular a velocidade máxima até a qual a captação dos raios solares é adequada – ou seja, até a qual os deslocamentos no topo da torre são inferiores a 5 cm –, que, considerando a direção crítica do vento a 0°, resulta em aproximadamente 14 m/s. É de se esperar que esse limite seja superado poucas vezes ao longo do período de operação da usina.

#### 4 CONCLUSÃO

Com vistas a avaliar o atendimento dos requisitos de operação da torre concentradora da usina heliotérmica de Petrolina, este trabalho buscou estudar o comportamento dinâmico da sua estrutura em relação à ação do vento. Foi aplicado o procedimento padrão da NBR6123:2023 a três direções de incidência do vento, propondo-se adaptações de acordo com as especificidades da torre solar. Verificou-se que para a direção frontal de 0° as oscilações devidas à parcela flutuante da ação do vento são

relevantes, fazendo-se necessário considerar a dinâmica do problema. Para isso, foram aplicados os métodos contínuo simplificado e discreto recomendados pela NBR6123:2023, que resultaram em respostas maiores do que a previsão estática. A comparação entre os métodos dinâmicos confirmou a expectativa de que o método simplificado não é adequado à torre solar, dada a variação da sua geometria ao longo da altura e a sua distribuição não-uniforme de massa. Apesar de se mostrar mais conservador para a estrutura estudada, o método contínuo é pouco robusto neste caso. Por fim, foram analisados os deslocamentos transversais do receptor pela ação do vento nas três direções de interesse, concluindo-se que a restrição de 5 cm é ultrapassada para velocidades do vento maiores que 14 m/s.

### Agradecimentos

Este artigo apresenta resultados auferidos na execução do projeto PDI ANEEL da Eletrobras Chesf (PD-00048-0419/2020). Os autores agradecem a Eletrobras Chesf e ANEEL, pelos dados observacionais compartilhados, suporte técnico e financeiro para pesquisa.

### REFERÊNCIAS

- 1 ZHANG, Huili L. et al. Concentrated solar power plants: Review and design methodology. **Renewable and sustainable energy reviews**, v. 22, p. 466-481, 2013.
- 2 **CSP Projects Around the World**. Disponível em: <<https://www.solarpaces.org/worldwide-csp/csp-projects-around-the-world/>>.
- 3 SolarPower Europe (2025): Global Market Outlook for Solar Power 2025-2029.
- 4 DE SOUZA, Fernando Gonçalves et al. USO DA ENERGIA TERMOSSOLAR NO BRASIL: PANORAMA ATUAL E POTENCIAL DE DESENVOLVIMENTO. In: **Anais Congresso Brasileiro de Energia Solar-CBENS**. 2024.
- 5 BLESSMANN, Joaquim. **Aerodinâmica das construções**. Ed. da UFRGS, 2011.
- 6 HOLMES, John D. **Wind loading of structures**. CRC press, 2007.
- 7 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento nas edificações**. Rio de Janeiro. 2023.
- 8 GENERAL DESIGN REQUIREMENTS AND LOADING ON STRUCTURES. **Structural design actions, Part 2: Wind actions**. Australia. 2011.