

## ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE TORRES DE UM SEGMENTO DE LT SUBMETIDO À CARGA DINÂMICA DE RUPTURA DE CABO

João Kaminski Junior <sup>a</sup>, Letícia Fleck Fadel Miguel <sup>b</sup>, Ruy Carlos Ramos de Menezes <sup>c</sup>,  
Leandro Fleck Fadel Miguel <sup>d</sup> e Gerson Moacyr Sisniegas Alva <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Prof. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, [jkj@smail.ufsm.br](mailto:jkj@smail.ufsm.br), <http://www.ufsm.br>

<sup>b</sup> Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>., Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, [letffm@ufrgs.br](mailto:letffm@ufrgs.br), <http://www-gmap.mecanica.ufrgs.br>

<sup>c</sup> Prof. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, [ruymenezes@ppgec.ufrgs.br](mailto:ruymenezes@ppgec.ufrgs.br), <http://www.ppgec.ufrgs.br>

<sup>d</sup> Prof. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, [leandrofm@ppgec.ufrgs.br](mailto:leandrofm@ppgec.ufrgs.br), <http://www.ufmg.br>

**Palavras Chave:** Análise Dinâmica, Torres Metálicas Trelaçadas, Ruptura de Cabo, Efeito Cascata, Método de Integração Direta, Diferenças Finitas Centrais.

**Resumo.** Neste trabalho o comportamento de torres de linhas de transmissão (LT) submetidas a um carregamento dinâmico proveniente da ruptura de um cabo condutor é numericamente avaliado, através da modelagem de um tramo de uma LT. No modelo são considerados todos os componentes da linha – torres, cabos condutores, cabos pára-raios e cadeias de isoladores – e a abordagem contempla todos os aspectos não-lineares do problema, tais como os grandes deslocamentos e a possibilidade de ruptura de quaisquer dos componentes. Desta forma, é possível levar em conta importantes aspectos que não são considerados em enfoques usualmente adotados, tais como a influência dos cabos remanescentes no caso da ruptura de um único cabo e a redistribuição dos esforços quando ocorre a falha de um componente. Como se sabe, a previsão do comportamento estrutural até o colapso, ou no pós-colapso, é uma tarefa bastante complexa, para qualquer tipo de estrutura, pois estão envolvidos efeitos de segunda ordem, não-linearidades físicas e geométricas, além de outros fenômenos associados à ruína.

Neste contexto, uma importante contribuição do trabalho consiste na avaliação numérica, da forma mais aprimorada possível, do comportamento das torres de um trecho de uma LT submetido ao carregamento dinâmico devido à ruptura de um cabo. Este procedimento permite determinar o número de torres que eventualmente podem entrar em colapso, caracterizando o efeito cascata, bem como comparar tais previsões com as premissas adotadas nos procedimentos usuais de projeto, através da comparação das solicitações nas barras em ambas as abordagens.

## 1 INTRODUÇÃO

Torres de linhas de transmissão (LT) são projetadas para carregamentos que variam no tempo, tais como: ação do vento e ruptura de um ou mais cabos. Até pouco tempo, a utilização dos procedimentos usuais de projeto, nos quais ‘cargas estáticas equivalentes’ são adotadas, era a única maneira de avaliar o problema, em função da necessidade de simplificações, pois a solução de uma forma mais aprimorada exigiria um enorme esforço numérico. Atualmente, tal justificativa não se sustenta, face ao considerável avanço na área computacional e a necessidade de um melhor entendimento do comportamento de estruturas de LT na presença de cargas dinâmicas. No entanto, a adoção de cargas estáticas equivalentes é prevista em procedimentos estabelecidos nas Normas Brasileiras, como por exemplo, na [NBR 5422 \(ABNT, 1985\)](#) e nas Normas Internacionais, como na [IEC 60826 \(2003\)](#). No caso específico de ruptura de cabo, tal abordagem pode ser satisfatória em alguns casos, mas pode proporcionar resultados imprecisos em outros, uma vez que diversos fatores que influenciam o fenômeno físico do comportamento dinâmico da LT não são levados em conta, como por exemplo, o amortecimento nas torres e nos cabos, o qual influencia diretamente nos fatores de amplificação dinâmica dos esforços ([Miguel \*et al.\*, 2005](#)).

Cargas longitudinais podem ocorrer nas torres de LT devido a eventos como a ruptura de um ou mais cabos. Portanto, as torres devem ser projetadas para um carregamento longitudinal satisfatório, a fim de fornecer uma resistência adequada contra falhas do tipo cascata, onde um grande número de torres colapsa em seqüência. Dependendo do tipo de torre e das condições locais da linha todas as torres são projetadas para a ruptura de cabos ou apenas algumas torres em intervalos especificados são projetadas para interromper o efeito cascata. Em LTs com cabos singelos, a prática corrente é projetar as torres de suspensão para a ruptura de um único cabo. Para isso, considera-se o esforço correspondente à tração do cabo, numa condição sem vento, remanescente após o movimento da cadeia de isoladores. Isto fornece uma resistência longitudinal adicional a fim de evitar o efeito cascata, a um custo relativamente baixo ([Fang \*et al.\*, 1999](#)). A questão que surge é qual a extensão da falha no caso da real ruptura de um cabo em estruturas projetadas desta forma?

Neste trabalho o comportamento de torres de LT, projetadas de acordo com a prática corrente, submetidas a um carregamento dinâmico devido à ruptura de um cabo condutor é numericamente avaliado, através da análise de um trecho de uma LT, onde todos os componentes da linha são modelados (torres, cabos condutores, cabos pára-raios e cadeias de isoladores) e também são levados em conta todos os aspectos não-lineares do problema, tais como os grandes deslocamentos, a possibilidade de ruptura de quaisquer dos componentes e o comportamento pós-flambagem das barras. Desta forma, é possível avaliar importantes aspectos que não são considerados nos procedimentos usualmente adotados, tais como a influência dos cabos remanescentes no caso da ruptura de um único cabo e a redistribuição dos esforços quando ocorre a falha de um componente adjacente. No caso do colapso de torres é possível avaliar a extensão da falha, ou seja, o número de torres adjacentes que devem ruir, caracterizando o efeito cascata. Como se sabe, a previsão do comportamento estrutural até o colapso ou no pós-colapso é uma tarefa bastante complexa, para qualquer tipo de estrutura, pois estão envolvidos efeitos de segunda ordem, não-linearidades físicas e geométricas, além de outros fenômenos associados à ruína.

## 2 RUPTURA DE CABOS EM LINHAS DE TRANSMISSÃO

A principal preocupação no projeto de torres de LT é sem dúvida o carregamento devido à ação do vento. Entretanto, cargas provenientes da ruptura de cabos merecem atenção especial, já que elas podem induzir falhas de grandes proporções, como o colapso de torres em seqüência, conhecido como efeito cascata. O colapso de uma torre devido à ação de um vento extremo pode ser reparado em um período relativamente curto, enquanto que consertar um segmento inteiro de uma LT devido a uma falha do tipo cascata pode exigir semanas, e os custos envolvidos são proporcionais ao período de interrupção da energia elétrica.

Por simplicidade, os procedimentos usuais de análise e projeto de estruturas de LT consideram o carregamento dinâmico devido à ruptura de um cabo condutor (fase) ou pára-raios, através de uma ‘carga estática equivalente’, aplicada diretamente na torre (sem cabos) na direção longitudinal à LT. A forma de aplicação deste carregamento depende do tipo de torre. Por exemplo, nas torres de ancoragem, as quais são projetadas para interromper um eventual efeito cascata, e nas torres de final de linha as cargas devem ser aplicadas em todos os braços, supondo a ruptura de todos os cabos. Já nas torres de suspensão, as quais são projetadas para suspender os cabos e resistir a forças laterais causadas pelo vento, a carga é aplicada em um braço, supondo a ruptura de um único cabo. Neste trabalho apenas torres de suspensão são analisadas.

A carga devida ao rompimento de um cabo que deve ser aplicada diretamente na torre de suspensão, é estabelecida pela tração em regime EDS (*every day stress*) do cabo, a qual para um cabo condutor é da ordem de 20% da sua carga de ruptura à tração UTS (*ultimate tension stress*), considerando também um alívio de 20% nesta força devido ao movimento da cadeia de isoladores. Assim, o valor que deve ser tomado, equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento, é da ordem de 16% da UTS, no caso de um cabo condutor. É bem conhecido no meio dos projetistas de estruturas de LT que esta hipótese de carga não tem por finalidade evitar o colapso da torre, mas sim fornecer alguma rigidez longitudinal e torsional às torres a fim de evitar o efeito cascata.

## 3 SOLUÇÃO NUMÉRICA ADOTADA

A integração direta das equações do movimento, de forma explícita, usando o método numérico das diferenças finitas centrais, foi adotada neste trabalho, pois não requer a montagem da matriz de rigidez global da estrutura, uma vez que a integração é realizada em nível de elemento.

Quando a matriz de massa  $\mathbf{M}$  da estrutura é diagonal, ou seja, se admite que as massas estejam concentradas nos nós, e a matriz de amortecimento  $\mathbf{C}$  é considerada proporcional a  $\mathbf{M}$ , o sistema de equações do movimento pode ser desacoplado, não sendo necessária a montagem ou atualização da matriz de rigidez global  $\mathbf{K}$ . Assim, o vetor de coordenadas nodais da estrutura  $\vec{q}(t_i)$ , em um tempo discreto  $t_i$ , é determinado a partir de um conjunto de vetores de coordenadas nodais  $\vec{q}(t_{i-k})$ , em tempos discretos anteriores  $t_{i-k}$  com  $k = 1, 2, 3, \dots, i$ , como mostrado na equação (1), e o método é chamado de explícito. Esta vantagem é atrativa principalmente na solução de problemas não-lineares.

Nos métodos de integração explícita, para resolver as equações de equilíbrio dinâmico e obter as coordenadas nodais da estrutura  $\vec{q}(t_i)$  em cada tempo  $t_i$ , nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , pode ser utilizada a seguinte expressão das diferenças finitas centrais:

$$\left[ \frac{I}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{I}{2 \Delta t} \mathbf{C} \right] \bar{q}(t_i + \Delta t) = \bar{F}(t_i) - \left[ \mathbf{K} - \frac{2}{\Delta t^2} \mathbf{M} \right] \bar{q}(t_i) - \left[ \frac{I}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \frac{I}{2 \Delta t} \mathbf{C} \right] \bar{q}(t_i - \Delta t) \quad (1)$$

sendo  $\Delta t$  o intervalo de tempo de integração em segundos.

Assim, conhecido o estado do sistema nos instantes  $t_i$  e  $t_i - \Delta t$ , é possível calcular o segundo membro da [equação \(1\)](#) e em seguida determinar o estado no intervalo seguinte  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$ . Para iniciar o processo é necessário especificar as condições iniciais  $\bar{q}(0)$  e  $\dot{\bar{q}}(0)$ .

Quando as matrizes de massa  $\mathbf{M}$  e de amortecimento  $\mathbf{C}$  são diagonais, a matriz resultante que multiplica  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$  na [equação \(1\)](#) resultará também diagonal e, conseqüentemente, não haverá necessidade de se utilizar um processo de solução de sistemas de equações algébricas para determinar o vetor  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$ . Assim, a expressão das diferenças finitas centrais para calcular os deslocamentos em qualquer nó, nas direções  $x$ ,  $y$  ou  $z$ , no tempo  $t_i + \Delta t$ , pode ser escrita como:

$$q(t_i + \Delta t) = \frac{I}{I + \frac{c_m \Delta t}{2}} \left[ \frac{f(t_i) \Delta t^2}{m} + 2 q(t_i) - \left( I - \frac{c_m \Delta t}{2} \right) q(t_i - \Delta t) \right] \quad (2)$$

sendo  $q(t)$  e  $q(t - \Delta t)$  as coordenadas nodais nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  nos tempos  $t$  e  $t - \Delta t$ , respectivamente,  $f(t)$  a componente da força nodal resultante na direção correspondente no tempo  $t$ ,  $m$  a massa nodal,  $c_m = c/m$  é uma constante e  $c$  é o coeficiente de amortecimento viscoso, proporcional à massa  $m$ . As componentes da força nodal resultante  $f(t)$  consistem da soma das respectivas componentes das forças gravitacionais  $f_g(t)$  (peso próprio e forças nodais externas), e das forças axiais  $f_a(t)$  nos elementos de treliça (devido às deformações axiais). Em cada passo de integração  $\Delta t$ , ou seja, na avaliação da [equação \(2\)](#) para todos os nós em todas as direções, as coordenadas nodais atualizadas levam a deformações axiais dos elementos, os quais reagem com forças axiais  $f_a(t)$  que se opõem aos deslocamentos.

É importante salientar que não-linearidades geométricas são sempre consideradas, já que as coordenadas nodais são atualizadas após cada passo de integração.

A convergência e a precisão da solução dependem basicamente do intervalo de tempo de integração  $\Delta t$  adotado, já que o método é condicionalmente estável ([Bathe, 1982](#)). Portanto, é necessário ter  $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$ . Para estruturas treliçadas o intervalo de tempo crítico  $\Delta t_{crit}$  pode ser estimado por ([Groehs, 2001](#)):

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{L_{min}(0)}{\sqrt{E/\rho}} \quad (3)$$

sendo  $L_{min}(0)$  o comprimento inicial (no tempo  $t = 0$ ) da menor barra do sistema estrutural analisado,  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal e  $\rho$  a massa específica do material.

Mais detalhes sobre este método de integração numérica, aplicado à análise dinâmica de torres de LT e cabos, podem ser encontrados em [Miguel et al. \(2005\)](#) e [Kaminski et al. \(2005\)](#).

## 4 LEI CONSTITUTIVA DOS CABOS E DAS BARRAS DAS TORRES

Leis constitutivas descrevem o comportamento dos elementos sob a ação de forças. No caso dos elementos de cabo e de barra (treliça) das torres, são apresentadas as relações força × deslocamento ou tensão × deformação para os esforços axiais de tração nos elementos de cabo e de tração e compressão nos elementos de barra.

### 4.1 Cabos condutores e pára-raios

Os cabos são capazes de oferecer resistência apenas aos esforços de tração, portanto os elementos de cabo não possuem rigidez à compressão. Para determinar alongamentos e tensões em elementos de cabo submetidos a forças de tração, modelos lineares e não-lineares podem ser utilizados. Neste trabalho, foram adotadas relações não-lineares, por estarem mais próximas da realidade, tais como aquelas propostas por [McDonald \(1990\)](#), as quais consistem de polinômios de 4º grau para descrever a relação tensão × deformação nos cabos.

No trecho de LT analisado foram adotados cabos condutores de alumínio com alma de aço (ACSR - *Aluminum Conductor Steel Reinforced*) com 26/7 fios e cabos pára-raios de alta resistência (EHS - *Extra High Strength*) com 7 fios de aço de 3/8 de polegada, cujas leis constitutivas estão apresentadas nas [equações \(4\) e \(5\)](#).

$$\sigma_{CC} = 10^7 (16,325 \varepsilon_{CC}^4 - 6,185 \varepsilon_{CC}^3 - 44,672 \varepsilon_{CC}^2 + 68,500 \varepsilon_{CC} - 0,625) \quad (4)$$

$$\sigma_{PR} = 10^7 (234,34 \varepsilon_{PR}^4 - 441,98 \varepsilon_{PR}^3 + 196,73 \varepsilon_{PR}^2 + 128,33 \varepsilon_{PR} + 1,12) \quad (5)$$

sendo  $\sigma_{CC}$  a tensão de tração no cabo condutor (em Pa) quando a deformação de alongamento vale  $\varepsilon_{CC}$ ;

$\sigma_{PR}$  a tensão de tração no cabo pára-raios (em Pa) quando a deformação de alongamento vale  $\varepsilon_{PR}$ .

A [Figura 1](#) mostra a relação não-linear força × deslocamento (alongamento) para elementos de cabo condutor e de cabo pára-raios com 20 m de comprimento.

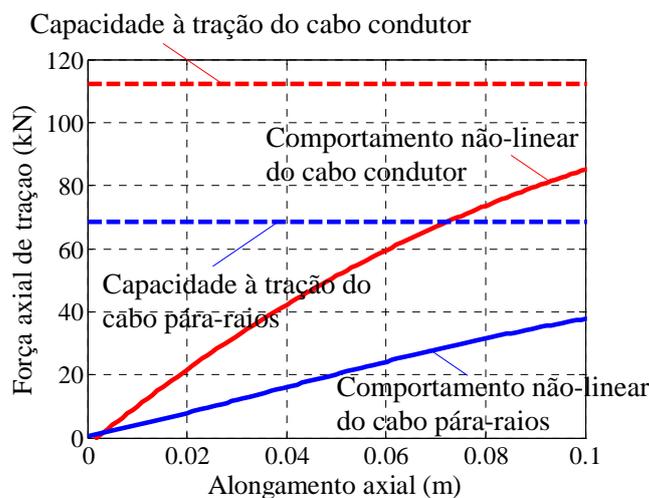


Figura 1: Relação não-linear força × deslocamento para elementos de cabo com 20 m de comprimento.

## 4.2 Barras das torres

Barras de torres metálicas treliçadas de LT usualmente são galvanizadas, de seção cantoneira e conectadas através de parafusos. Para prever a capacidade de carga de uma barra deste tipo é necessário levar em consideração as tensões residuais e as imperfeições iniciais, as quais também são necessárias para a determinação da relação força  $\times$  deslocamento axial da barra, tanto na tração quanto na compressão.

Imperfeições iniciais e tensões residuais estão sempre presentes nos perfis de aço, e seus efeitos na fase inelástica de barras comprimidas não são totalmente claros (Galambos, 1988). Neste trabalho é adotada uma lei constitutiva utilizada por Kaminski (2007), a qual relaciona a carga de compressão  $P$  em uma barra de seção cantoneira com o encurtamento  $u$  desta barra, considerando efeitos não-lineares devido a imperfeições iniciais e deformações inelásticas.

Uma típica curva força de compressão  $\times$  encurtamento é composta de três regiões: elástica, inelástica e pós-flambagem, como mostrado na Figura 2, para uma barra de seção cantoneira com imperfeições iniciais. A capacidade à compressão, a qual define o início do trecho pós-flambagem (ponto  $P_1$  na Figura 2), foi determinada para todas as barras da torre de acordo com a Norma Brasileira NBR 8850 (ABNT, 1985), que é similar a Norma Americana ASCE standard 10-97 (ASCE, 2000).

As curvas  $P \times u$  que definem o comportamento pós-flambagem foram obtidas levando em conta a flambagem inelástica e admitindo uma imperfeição inicial igual à metade do valor máximo estabelecido na Norma Brasileira NBR 6109 (ABNT, 1994) para perfis cantoneira. Tais curvas foram ajustadas por uma função de potência do tipo:

$$P = a u^b \quad (6)$$

para cada barra da torre, passando pelo ponto  $P_2$ , no caso do modelo que considera as imperfeições iniciais das barras (Figura 2).

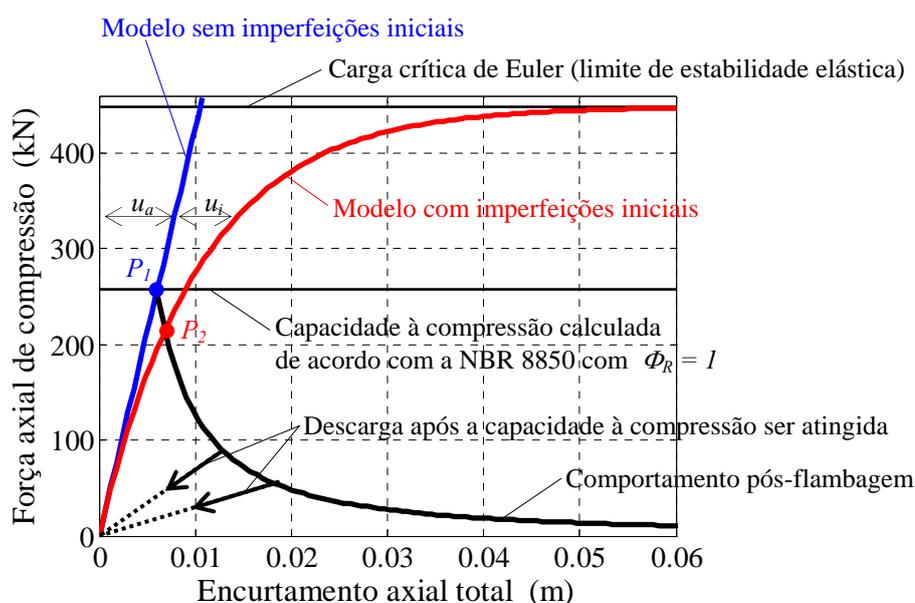


Figura 2: Relação  $P \times u$  para uma barra de aço de seção cantoneira.

Na tração foi considerado um comportamento elasto-plástico perfeito para as barras de aço de seção cantoneira, com o limite elástico definido como a capacidade à tração calculada de acordo com a norma NBR 8850 (ABNT, 1985). O máximo alongamento antes da ruptura  $u_{t\max}$  foi tomado como 1,5% do comprimento inicial  $L$  da barra. A Figura 3 mostra o comportamento previsto na tração para uma barra de aço ASTM A 36 de seção cantoneira de abas iguais L 102 × 102 × 6,4 mm, com 6,04m de comprimento.

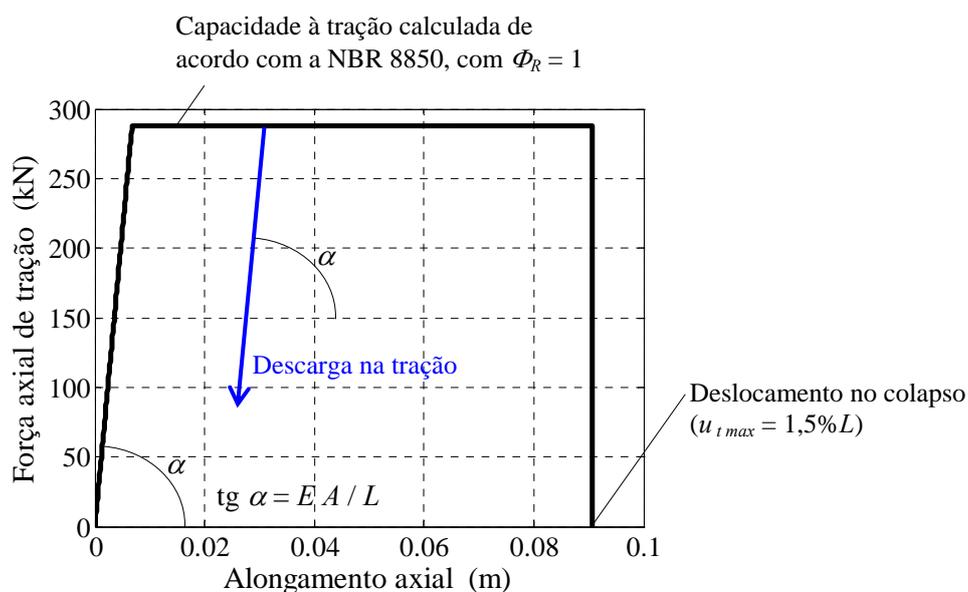


Figura 3: Comportamento na tração para uma barra de aço de seção cantoneira L 102 × 102 × 6,4 mm com 6,04m de comprimento.

Para a descarga, na tração e na compressão, foi considerada a mesma curva  $P \times u$  do carregamento, até o ponto em que a capacidade da barra seja alcançada. Após isto, a descarga na compressão foi definida por uma linha reta até a origem, como ilustrado na Figura 2, e a descarga na tração é governada por uma linha reta com a mesma inclinação  $\alpha$  da reta inicial de carregamento, mostrada na Figura 3.

## 5 ANÁLISE DE UM SEGMENTO DE LT

A fim de ilustrar os conceitos já apresentados, foi analisado um trecho de uma LT com oito torres e nove vãos de cabos, sendo seis cabos condutores, dois cabos pára-raios e suas respectivas cadeias de isoladores.

As torres são de suspensão reforçada, denominadas “SY”, tipo autoportante, com silhueta tronco piramidal, circuito duplo de 138kV, com altura total de 33,4m e abertura na base de 5m, conforme ilustrado na Figura 4.

Os vãos entre as torres são de 400 metros, as cadeias de isoladores têm 1,65 metros de comprimento, os cabos condutores são de alumínio com reforço de aço (ACSR - *Aluminum Conductor Steel Reinforced*) e os cabos pára-raios são de alta resistência (EHS - *Extra High Strength*).

Para reduzir o tempo computacional de análise, condições de simetria foram consideradas no segmento de LT analisado. Para isso, o elemento de cabo condutor foi selecionado para romper no meio do vão central do trecho de LT analisado e a vinculação dos nós dos cabos

nesta seção é definida de tal forma que represente a simetria. Assim, é necessário modelar apenas a metade do trecho para a análise dinâmica, como ilustrado na Figura 5, reduzindo o número de nós e elementos, e conseqüentemente o tempo de análise.

A resposta do modelo é obtida com o uso do método de integração direta das equações do movimento, na forma explícita. O tempo total de análise é de 50 segundos. O peso próprio dos cabos, torres e isoladores é gradualmente aplicado (de 0 a 100%) durante um intervalo de 5 segundos, a fim de cobrir alguns períodos de vibração da estrutura e evitar amplificações dinâmicas significativas. O intervalo de tempo de 5 a 20s é consumido para amortecer qualquer vibração induzida. No instante  $t = 25s$  o elemento de cabo selecionado rompe e os 25s restantes são usados para a análise das torres.

A ruptura do cabo no modelo numérico é introduzida simplesmente fazendo com que a força axial  $f_a$  no elemento de cabo selecionado seja nula a partir do tempo  $t = 25s$ .

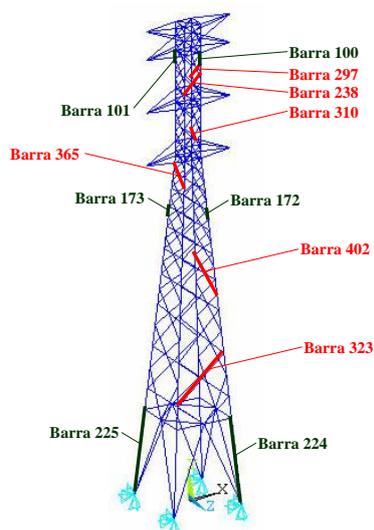


Figura 4: Torre “SY” e posição das barras analisadas.

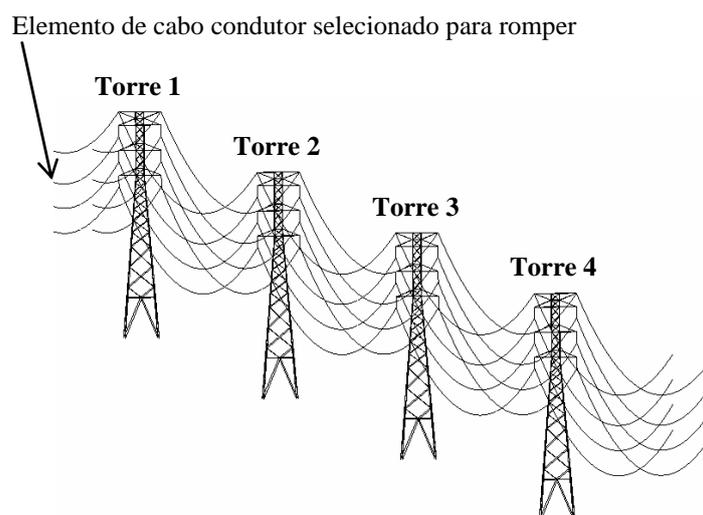


Figura 5: Trecho de LT analisado com 8 torres e condições de simetria.

No trecho de LT estudado, submetido à ruptura do cabo condutor indicado na [Figura 5](#), foi realizada uma análise dinâmica durante um tempo de 50 segundos, considerando o comportamento não-linear dos cabos e das barras das torres, como descrito no item anterior. Baseado em estudos paramétricos realizados em trabalhos anteriores pelos autores ([Kaminski et al., 2005](#)), foi adotado um coeficiente de amortecimento  $c_m = 0,5$  para os cabos, os quais foram discretizados em elementos com 20m de comprimento.

O intervalo de tempo de integração  $\Delta t = 2 \times 10^{-5}$ s foi determinado de acordo com a [equação \(3\)](#), sendo que o comprimento inicial do menor elemento da estrutura  $L_{min}(0)$  é igual a 0,5m, resultando em um  $\Delta t_{crit} = 1 \times 10^{-4}$ s. Testes com diferentes  $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$  foram realizados para confirmar a precisão dos resultados.

O tempo total de análise de 50s é alcançado após 2.500.000 passos de integração. No modelo com 8 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento não-linear e com imperfeições iniciais nas barras, após a aplicação das condições de simetria ([Figura 5](#)) resultou com 1416 nós e 3636 elementos e consumiu cerca de trinta (30) minutos de tempo computacional, rodando em um PC com processador AMD Athlon 64 3200+ (*clock* de 2 GHz) e 1 Gb de memória RAM.

Os resultados numéricos da análise dinâmica foram obtidos com o uso de um programa computacional em linguagem FORTRAN, desenvolvido para aplicação do método de integração direta das equações do movimento por diferenças finitas centrais em estruturas treliçadas, considerando não-linearidades físicas e geométricas. A rotina é relativamente simples e apresenta pouco mais de 1500 linhas, incluindo comentários, comandos para a leitura dos dados de entrada e de saída de resultados.

Os resultados (esforços axiais nas barras) obtidos ao longo dos 50s de análise são visualizados a partir de *scripts* do MATLAB, elaborados para lerem os arquivos de resultados gerados no programa em FORTRAN.

O comportamento da estrutura ao longo do tempo pode ser visualizado através de animações no programa TECPLOT, geradas a partir dos arquivos de resultados fornecidos no programa em FORTRAN. Os quadros da animação do modelo com oito torres, com as condições de simetria, entre 25 e 35s de análise são ilustrados na [Figura 6](#).

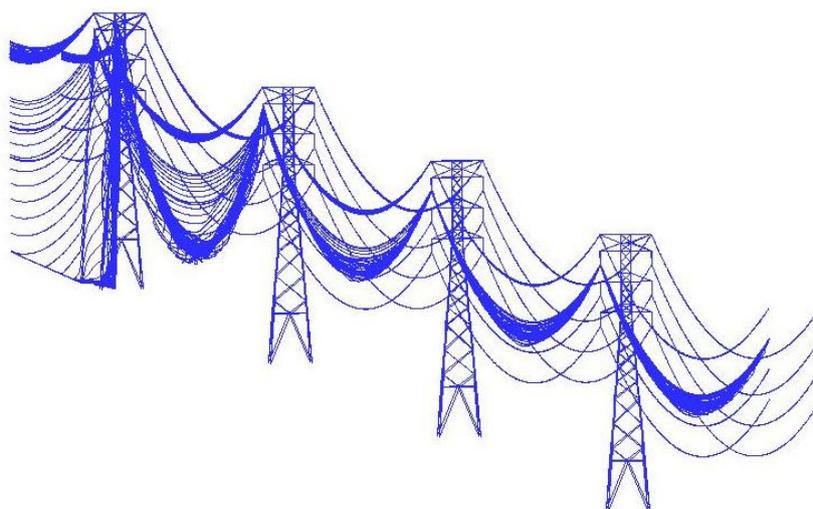


Figura 6: Quadros da animação do modelo com 8 torres e condições de simetria submetido à ruptura de cabo.

As Figuras 7 e 8 mostram os esforços normais (EN) resultantes da análise dinâmica de ruptura de um cabo, e também da análise estática linear conforme a prática usual de projeto, para as barras 224 (montante) e 365 (diagonal), respectivamente, identificadas na Figura 4, nas quatro torres do modelo. Os EN de pico obtidos na análise dinâmica são superiores aos valores determinados segundo a prática usual de projeto, como pode ser observado nos gráficos das Figuras 7 e 8.

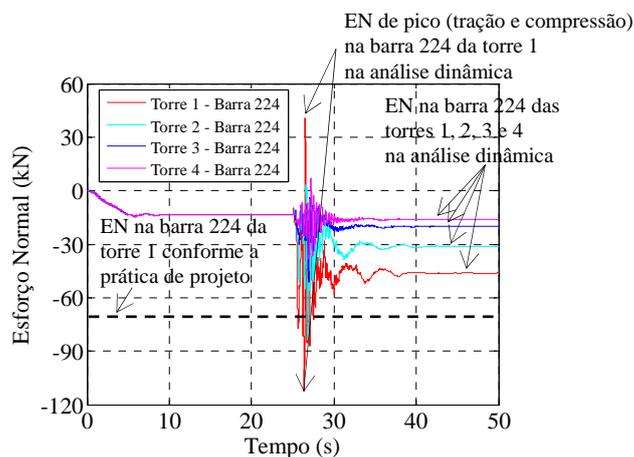


Figura 7: Esforços normais na barra de montante 224 das torres 1 a 4.

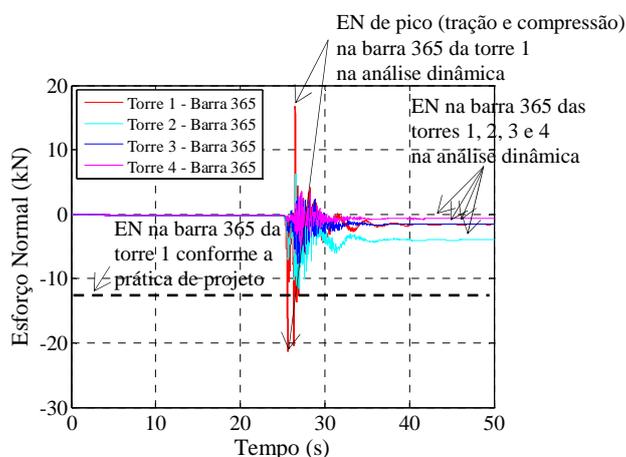


Figura 8: Esforços normais na barra diagonal 365 das torres 1 a 4.

## 6 CONCLUSÕES

A análise dinâmica apresentada no exemplo numérico mostra o que pode ser alcançado com os métodos de integração explícitos, nos quais não-linearidades físicas e geométricas podem ser tratadas com relativa facilidade. O código FORTRAN desenvolvido para a análise do segmento de uma LT, considerando todos os componentes da linha – torres, cabos condutores, cabos pára-raios e cadeias de isoladores – e o comportamento não-linear dos cabos e das barras é relativamente simples, a rotina possui pouco mais de 1500 linhas, incluindo comentários, comandos para a leitura dos dados de entrada e de saída de resultados.

Cabe salientar que o desenvolvimento e a análise de modelos mais complexos, como de um trecho completo de uma LT, considerando todos os componentes, podem fornecer

“melhores” resultados, entretanto deve-se ter presente que isto implica maior esforço na modelagem e um maior tempo de análise.

Analisando a resposta das seis barras de montantes e das seis diagonais identificadas na [Figura 4](#), a relação entre o esforço normal de pico na tração ou na compressão obtido na análise dinâmica e o esforço normal determinado conforme a prática usual de projeto para estas barras apresenta um valor médio de 1,67 para os montantes e 1,69 para as diagonais, ou seja, os esforços axiais de pico nas barras da torre são em torno de 70% superiores aos esforços calculados segundo a prática usual de projeto.

No segmento de LT analisado, submetido à ruptura de cabo, dezoito barras alcançam a carga de flambagem na torre 1, no entanto os esforços são redistribuídos e a torre não colapsa, não provocando o colapso em cascata.

Por fim, pode-se dizer que uma importante contribuição deste trabalho é o estabelecimento de uma ferramenta que possibilita entendimento do fenômeno cascata e da sensibilidade da resposta dinâmica a determinadas variáveis envolvidas, à interpretação do desempenho observado de LT existentes, bem como, com isso, o estabelecimento de critérios de projeto mais aprimorados.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro do CNPq e da CAPES, Brasil.

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 5422: Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica. Rio de Janeiro, 1985.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 8850: Execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985. 44 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6109: Cantoneiras de abas iguais. Rio de Janeiro, 1994. 6p.
- American Society of Civil Engineers. ASCE Standard 10-97: Design of latticed steel transmission structures, 2000. 88p.
- Bathe, K.J., *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice Hall, Inc., 1982.
- Fang, S.J.; Roy, S.; Kramer, J., *Transmission Structures – Structural Engineering Handbook*. Ed. Chen Wai-Fah. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999.
- Galambos, T.V., *Guide to stability design criteria for metal structures*. 4th Ed. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1988.
- Groehs, A.G., *Mecânica Vibratória*. São Leopoldo: Editora Unisinos, 2001.
- International Electrotechnical Commission, IEC 60826: Design criteria of overhead transmission lines, 2003.
- Kaminski Jr., J; Miguel, L.F.F.; Menezes, R.C.R., Aspectos relevantes na análise dinâmica de torres de LT submetidas à ruptura de cabos, *XVIII SNPTEE*, Curitiba, Brasil, 2005.
- Kaminski Jr., J., Incerteza de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão, *Tese de Doutorado*, PPGEC, UFRGS, 2007.
- McDonald, B.; Peyrot, A.H., Sag-Tension calculations valid for any line geometry. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 116, n. 9, p. 2374-2387, 1990.
- Miguel, L.F.F.; Menezes, R.C.R.; Kaminski Jr., J., Sobre a resposta de estruturas de LT submetidas a cargas dinâmicas. *XI ERIAC*, Hernandarias, Paraguai, 2005.