

# Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

## *Viabilidade econômica do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras aplicado em torres eólicas de concreto protendido para sustentação de uma turbina de 5 MW*

P. V. C. N. GAMA<sup>a</sup>  
calmon@usp.br

T. N. BITTENCOURT<sup>a</sup>  
tbitten@gmail.com

### Abstract

The Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete is a material with remarkable mechanical properties and durability when compared to conventional and high performance concrete, which allows its use even without the reinforcement. This paper proposes the design of prestressed towers for a 5 MW turbine, through regulatory provisions and the limit states method, with UHPFRC and the concrete class C50, comparing the differences obtained in the design by parametric analysis, giving the advantages and disadvantages of using this new type of concrete. Important considerations, simplifications and notes are made to the calculation process, as well as in obtaining the prestressing and passive longitudinal and passive transverse reinforcement, highlighting the shear strength of annular sections comparing a model proposed here with recent experimental results present in the literature, which was obtained good agreement. In the end, it is estimated a first value within the constraints here made to ensure the economic viability of the use of UHPFRC in a 100 m prestressed wind tower with a 5 MW turbine.

**Keywords:** Ultra-high performance fiber-reinforced concrete; UHPFRC; prestressed wind towers; shear strength; design.

### Resumo

O Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF) é um material com notáveis características mecânicas e de durabilidade ao comparar-se com concretos convencionais e até de alto desempenho, o que permite seu emprego mesmo sem a utilização de armadura. O presente artigo propõe o dimensionamento de torres protendidas destinadas à sustentação de turbinas de 5 MW, através de disposições normativas e do método dos estados limites, com o emprego de CUADRF e a classe de concreto C50, comparando-se as diferenças obtidas no dimensionamento por meio de análise paramétrica, atribuindo vantagens e desvantagens no uso deste novo tipo de concreto. Importantes considerações, simplificações e apontamentos são feitos para o processo de cálculo, assim como na obtenção das armaduras ativa e passiva longitudinal e passiva transversal, colocando em evidência a resistência ao esforço cortante das seções anulares ao comparar um modelo aqui proposto com recentes resultados experimentais presentes na literatura, dos quais se obtém boa concordância. Ao final, estima-se um primeiro valor dentro das restrições aqui feitas para que se assegure a viabilidade econômica no uso do CUADRF em uma torre eólica protendida com 100 m de altura e turbina de 5 MW.

**Palavras-chave:** Concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras; CUADRF; torres eólicas protendidas; resistência ao esforço cortante; dimensionamento.

<sup>a</sup> Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo – SP, Brasil.

## 1. Introdução

O melhor aproveitamento da energia contida no vento se dá com maiores alturas, uma vez que o vento é quase sempre mais forte e menos turbulento na medida em que sua tomada de pressão é feita com maior altura. Deste modo, a evolução das turbinas eólicas, com capacidade cada vez maior na geração de energia, veio acompanhada também de um aumento nas dimensões de seus componentes, como é o caso do rotor, da nacela e da torre; sendo que esta última vem sendo feita, principalmente, com seção transversal circular em aço ou em concreto protendido, com protensão externa ou interna, *in loco* ou pré-fabricada (Grünberg e Göhlmann [1]).

Como descrevem Ma e Meng [2], as torres de concreto possuem vantagens, entre as quais as que merecem destaque são a maior flexibilidade na construção e projeto, a necessidade mínima de manutenção, uma melhor resposta dinâmica, bem como a melhor possibilidade de transporte. Entretanto, em geral, tem-se utilizado concreto de classe de resistência do grupo I (La Nier [3], [1], [2], Cavalcanti *et al.* [4]).

O Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF ou UHPFRC – *Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete*) é um material que alia grande resistência à compressão (mais de 150 MPa) e à flexão, com uma notável ductilidade e durabilidade (AFGC [5]). Enquanto sua durabilidade se deve a microestrutura de CUAD, que é muito mais compacta e homogênea, sua ductilidade é garantida pela presença das fibras, que melhoram a resistência à tração e flexão e que permitem que seu uso se dê em elementos estruturais isentos do emprego de armaduras passiva ou ativa. Por se tratar de um material que demanda um rigoroso controle tecnológico e um custo mais elevado de confecção quando comparado aos materiais tradicionais, sua utilização se justifica mediante as necessidades de projeto, visando à durabilidade do material resultante, assim como a leveza da estrutura, que não poderiam ser facilmente atendidas com emprego de outros materiais, a exemplo do concreto convencional. Por essas razões, o CUADRF assume uma posição de destaque, um material com potencial para o uso em torres eólicas protendidas, como visto em Jammes [6], embora se trate de uma torre eólica de CUADRF não protendida e não armada.

Deste modo, o presente artigo investiga, através de um dimensionamento não linear, o uso de um concreto de classe C50 e o emprego do CUADRF no projeto de torres eólicas protendidas, buscando comparar o emprego destes materiais através do custo

total de cada torre, propondo um valor inicial para o qual o CUADRF se torne competitivo. Neste trabalho é utilizado um exemplo de uma torre de 100 m de altura, com uma turbina de 5 MW, com características e carregamentos provenientes específicos. Sendo assim, não se pretende impor restrições ao uso das classes de concreto ou à geometria das torres.

## 2. Ações e combinações adotadas

### 2.1 Casos de carregamento

Tendo em vista todos os casos de carregamento presentes na 61400-1 [7], “*Wind Turbines – Part 1: Design Requirements*”, por motivo de simplificação, visando ao dimensionamento de uma torre eólica, serão utilizados os dois casos seguintes: um para a *turbina em operação* e outro para a *turbina em não operação*, assim com em La Nier [3] e Ma e Meng [2]:

- *Turbina em Produção de Energia (DLC1.6)*: corresponde à **rajada de vento durante a operação da turbina**. A condição de vento é o  $EOG_{50}$ ;
- *Turbina Parada (DLC6.1)*: corresponde à **rajada de vento durante o repouso da turbina**. A condição de vento é o  $EWM_{50}$ .

### 2.2 Carregamento da turbina

O carregamento no topo da torre eólica proveniente das cargas de vento e de operação da turbina são aqueles usados por [3] e oriundos do “*WindPACT Turbine Rotor Design Study*” [8], para turbinas de 5 MW e condições de vento  $EOG50$  e  $EWM50$ . Os valores dos esforços solicitantes característicos são descritos na Tabela 1. Nota-se que são utilizadas as resultantes tanto para o esforço axial quanto para o momento fletor, pois a seção transversal é axissimétrica. Para o esforço axial no topo da torre considera-se, neste caso, apenas o peso da turbina para ambos. Vale salientar que o efeito do momento torçor foi desconsiderado.

Para a condição de não operação,  $EWM50$ , foi usada uma rajada de vento de 3 s com velocidade de 59,5 m/s (turbina de Classe II), enquanto que para a condição em operação,  $EOG50$ , tem-se uma rajada de vento de 3 s com 35 m/s, ambas na altura do cubo do rotor da turbina eólica (100 metros). As turbinas eólicas possuem sistemas de controle que impedem seu funcionamento em velocidades de vento muito elevadas (velocidade de corte), com o intuito de não danificar a máquina, justifica-se o fato da rajada em operação ser menor do que a rajada em não operação.

**Tabela 1**

Esforços solicitantes considerados no topo da torre eólica para uma turbina de 5 MW

EOG50	EWM50
$P_T = m_T g \cong 480.076 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \cong 4709,55 \text{ kN}$	
$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{1057^2 + 128^2} \cong 1064,72 \text{ kN}$	$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{199^2 + 543^2} \cong 578,32 \text{ kN}$
$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{5.822^2 + 18.440^2} \cong 19.337,25 \text{ kN.m}$	$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{21.820^2 + 18.440^2} \cong 28.568,27 \text{ kN.m}$
$P_T$ – Esforço axial, $V_T$ – Esforço cortante, $M_T$ – Momento fletor, $m_T$ – massa da turbina.	

### 2.3 Carregamento de vento na torre

Com o interesse de manter a coerência com o carregamento adotado para a turbina, bem como fazer uso da proposta dada em [3], exceto por ser priorizada as recomendações da norma brasileira, faz-se necessário converter a velocidade da altura do cubo do rotor para a altura usual de 10 metros usada pelas normas de vento. Para tal, são adotados dois expoentes relativos aos perfis de velocidade de vento para cada uma das duas condições de vento, sendo eles:  $\alpha = 0,11$  para *EWM50* e  $\alpha = 0,2$  para *EOG50*. Esses expoentes são usados na lei de potência de cada perfil de velocidade e estão de acordo com a ref. [7]. Deste modo, as rajadas de vento de 3 s, com período de retorno de 50 anos, com uma altura de 10 m adotadas são:

■ *EWM50*:  $v(10) = 59,5(10/100)^{0,11} \cong 46,19 \text{ m/s}$

■ *EOG50*:  $v(10) = 35(10/100)^{0,2} \cong 22,08 \text{ m/s}$

Na obtenção do carregamento de vento ao longo da torre é utilizado o *modelo discreto* da ABNT NBR 6123:1988 [9], uma vez que as torres de concreto devem possuir uma frequência natural tão baixa quanto possível (no primeiro modo de vibração de flexão) e, portanto, são estruturas suscetíveis à vibração. Esta baixa frequência é desejável uma vez que com o aumento do tamanho das turbinas, a economia no peso da torre que pode ser atingida com um “projeto flexível” representa um benefício econômico considerável (Hau [10]).

Quanto às características do terreno como *variação do relevo* ( $S_1$ ) e *rugosidade*, adotadas para a obtenção da velocidade de projeto, tendo em vista o local de instalação de torres eólicas que devem privilegiar o aproveitamento do vento, são adotados:  $S_1 = 1$ . e *rugosidade de categoria II* (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível e com poucos obstáculos, tais como zonas costeiras, pradarias e charnecas, dentre outros). Justifica-se o valor para o fator de variação do relevo, pois dentro das três “categorias” apenas para vales profundos e protegidos de vento o valor de  $S_1$  torna-se 0,9, sendo que para os outros é, no mínimo, igual a 1,0, podendo ser ainda maior no topo de morros e taludes. A rugosidade de categoria II é usada para não restringir o local de implantação às superfícies aquáticas (mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação) e, segundo a ref. [1], em equivalência com a norma alemã DI1055-4 [11], podem ser descartadas as rugosidades maiores. Em relação ao fator estatístico, o mesmo é usado com valor  $S_3 = 1,0$ , já que a velocidade do vento apresenta um período de retorno de 50 anos, com uma probabilidade de 63% de ser igualada neste período e que, além de ser uma edificação industrial de baixo fator de ocupação, também faz parte de uma usina de energia.

A obtenção do primeiro modo de vibração, junto à primeira frequência natural, é feita através de simulação numérica, com o uso do programa de elementos finitos SAP2000 [12], o qual obtém a solução do problema de autovalores para estruturas constituídas por sistemas de vários graus de liberdade em vibração livre e sem amortecimento:

$$\left[ K - \Omega^2 M \right] \Phi = 0 \quad (1)$$

onde,  $K$  corresponde à matriz de rigidez,  $M$  é a matriz diagonal de massa,  $\Omega^2$  é a matriz diagonal de autovalores e  $\Phi$  é a matriz de autovetores. A razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , importante

na obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$  e, consequentemente, no carregamento de vento, pode ser obtida através da Tabela 19 da ref. [9], considerando o grupo “*Torres e chaminés de concreto, seção variável*”, para o qual,  $\zeta = 0,015$ .

O módulo de elasticidade utilizado no cálculo do modo de vibração e da frequência natural da estrutura é o *módulo de elasticidade secante do concreto*, pois, ao se tratar de dimensionamento, a priori, ainda não se sabe a quantidade de aço das armaduras passiva e ativa.

### 2.4 Combinações em estado limite de serviço e estado limite último

Por encontrar-se amplamente difundido em normas de projeto estrutural, é comum adotar o *método dos estados limites* que, por sua vez, são divididos em: *estados limites últimos*, que correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, e *estados limites de serviços*, que correspondem às exigências funcionais e de durabilidade. Para cada um dos tipos de estados limites é aplicado uma das condições de vento com suas respectivas rajadas, ou seja, para os estados limites de serviço, o carregamento obtido com o *EOG50*, e, para os estados limites últimos, aquele obtido empregando o *EWM50* ([3] e [2]).

Por se tratar de uma estrutura pré-moldada protendida, de modo a evitar o surgimento de tensões de tração nas juntas entre os anéis enquanto a estrutura está em serviço e, por ser a rajada de vento em operação com período de retorno de 50 anos, uma situação que deverá ocorrer poucas vezes durante o período de vida da estrutura, justifica-se o uso da combinação rara no *Estado Limite de Serviço de Descompressão* (ELS-D). Neste sentido, o caso fica caracterizado como nível de *protensão completa* para o dimensionamento da seção de concreto protendido. Deste modo, as combinações de ações recomendadas pela ABNT NBR 8681 [13] que levam em conta a condição de vento *EOG50* podem ser descritas por:

■ *Estado Limite de Descompressão* (ELS-D): combinação rara, fibra inferior:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \quad (2)$$

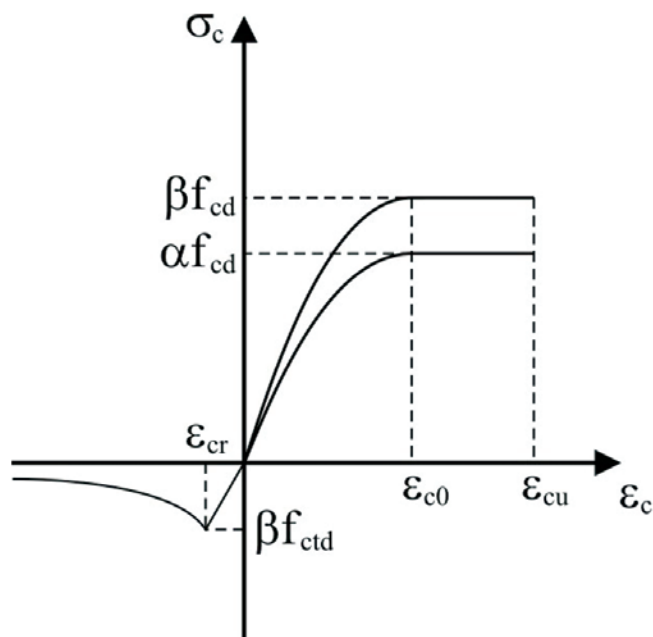
$$S(F_{g1,k} + N_{ps} + F_{q1,k}) \leq 0$$

■ *Estado Limite de Compressão Excessiva* (ELS-CE): combinação rara, fibra superior:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \quad (3)$$

$$S(F_{g1,k} + N_{ps} + F_{q1,k}) \geq -0,6 f_{ck}$$

O valor limite na equação 2.5 está de acordo com a norma americana ACI 318:2014 [14], que define a tensão máxima de compressão no concreto em serviço após as perdas de protensão. Com relação ao *Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas* (ELS-DEF), parece ainda não haver um critério simplificado



**Figura 1**  
Diagrama tensão-deformação adotado para o concreto

claramente definido para o deslocamento máximo no topo da estrutura, de modo que são aqui adotados  $\Delta_{m\acute{a}x} = L / 400$  (maior valor em [6]) e  $\Delta_{m\acute{a}x} = L / 250$ . Ainda, Ma e Meng [2] usam  $\Delta_{m\acute{a}x} = L / 100$ , pela norma chinesa, em analogia da torre eólica com chaminés de concreto, entretanto não será adotado nesta investigação. Neste estudo, o deslocamento no topo da estrutura é obtido com combinação rara de serviço usando a *não linearidade geométrica* por meio de processo P-n, presente no programa SAP2000, considerando o módulo de elasticidade secante do material e o momento axial de inércia da seção bruta de concreto. O mesmo vale para os esforços obtidos nas seções para os demais estados limites em serviço.

Uma vez que é feito uso de uma turbina eólica com frequência de operação conhecida, 11,2 rpm ou 0,187 Hz (ref. [3] e [8]), deseja-se que a frequência natural do primeiro modo de vibração da torre evite os intervalos de frequências  $1p \pm 10\%$  e  $3p \pm 10\%$  (onde,  $1p$  é a frequência do rotor e  $3p$  da passagem das pás) para evitar os efeitos de ressonância com a operação da turbina (ref. [1]). Não é considerado intervalo de frequência operacional do rotor.

Em relação ao *Estado Limite Último*, quando do esgotamento da capacidade resistente da seção, a condição de vento a ser considerada, como já explicitado, é a EWM50. Trata-se de uma combinação última normal, que deve ser feita levando em consideração as não linearidades física e geométrica. Quanto aos coeficientes de majoração das ações, sua utilização depende do tipo de combinação, da ação e se a mesma está atuando em sentido favorável ou desfavorável. Desta forma: para o **peso próprio da estrutura**  $F_{g1,k}$ , na combinação última normal, o coeficiente de ponderação  $\gamma_f$  utilizado é  $\gamma_g = 1,4$ , desconsiderando-se o caso de estrutura pré-moldada [15]; para a **ação variável**  $F_{q1,k}$  **causada pelo vento que atua diretamente na torre**, na combinação última normal,

o coeficiente de ponderação adotado é de  $\gamma_{q1} = 1,4$ ; a **força de protensão**  $N_{p00}$  possui um coeficiente de ponderação  $\gamma_p = 0,9$  para a combinação última normal; para **ações na torre provenientes da incidência do vento na turbina eólica**,  $F_{q2,k}$ , o coeficiente de ponderação adotado é o mesmo fornecido pela ref. [7],  $\gamma_{q2} = 1,35$ , uma vez que foram tomados separados os carregamentos da turbina eólica e da torre.

Deste modo, a combinação normal no *Estado Limite Último* pode ser descrita como:

$$S_d = S(\gamma_f F_k) = S(\gamma_g F_{g1,k} + \gamma_p N_{p00} + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \gamma_{q2} F_{q2,k}) < S_{lim} \quad (4)$$

Nesta última equação, a notação dos índices foi modificada em relação à norma brasileira. Em verdade, só é considerada uma ação variável principal (o vento), sendo esta desdobrada em “duas” parcelas de ações variáveis principais, cada uma com seu coeficiente de ponderação.

### 3. Comportamento não linear dos materiais

#### 3.1 Diagramas tensão-deformação

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [15] apresenta, tanto para o *cálculo de esforços e deformações (análise de segunda ordem)* quanto para o *cálculo dos esforços resistentes últimos (dimensionamento da área de aço)*, o diagrama parábola-retângulo para a relação tensão-deformação do concreto na compressão, que é dado por:

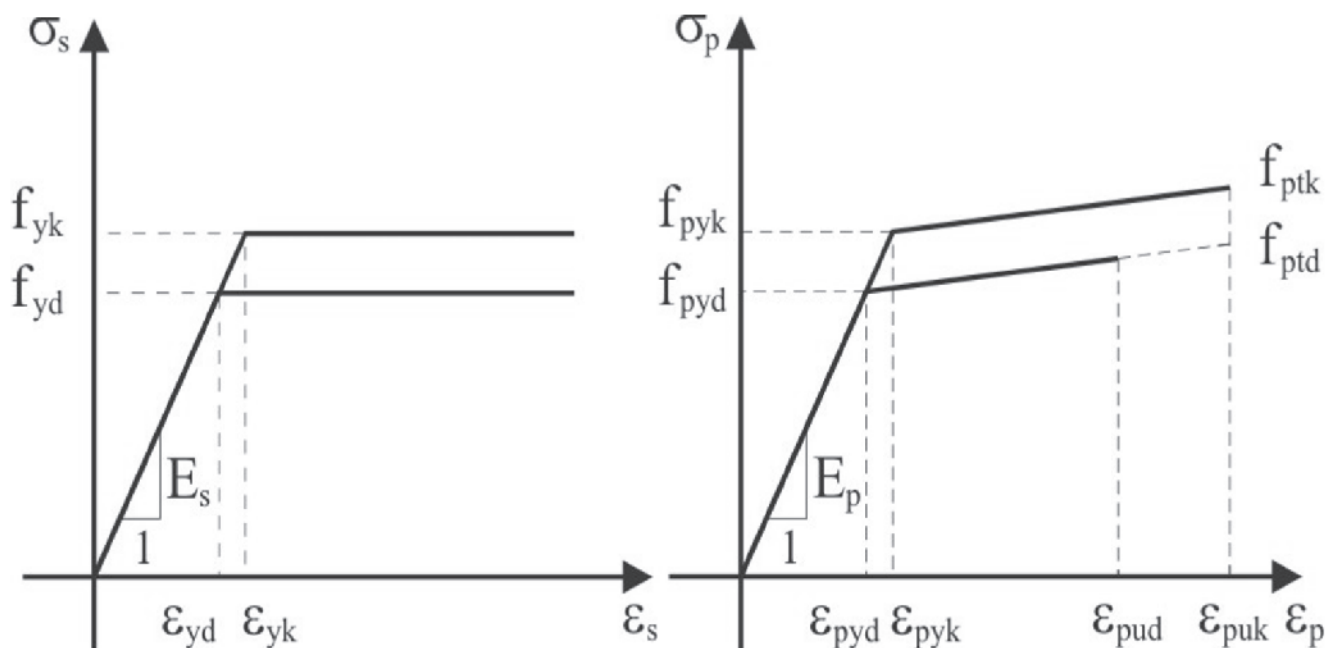
$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (5)$$

$$\sigma_c = f_c \quad \text{para } \epsilon_{c2} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (6)$$

Onde,  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto, com ponderaes apropriadas ao tipo de análise realizada. De acordo com a ref. [15] e França [16], no cálculo do deslocamento,  $f_c = \beta f_{cd} = 1,10 f_{cd}$ , no qual já se encontra multiplicado o coeficiente para efeito de carga mantida, o efeito Rüsck, e na verificação da ruptura,  $f_c = \alpha f_{cd} = 0,85 f_{cd}$  ( $\alpha$  é o próprio efeito Rüsck). A resistência de cálculo do concreto  $f_{cd}$  é a resistência característica minorada pelo coeficiente parcial de segurança  $\gamma_c = 1,4$ . Os valores dos parâmetros  $\epsilon_{c2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico),  $\epsilon_{cu2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) e do expoente  $n$  na equação, diferem a depender se o concreto pertence até classe C50 ou se é da classe C55 até C90.

é considerada a resistência à tração do concreto quando da verificação de ruptura, uma vez que quanto mais próxima uma seção está de sua capacidade resistente, menor é a diferença entre o Estádio II puro e o Estádio II. Entretanto, de forma a não penalizar tanto a seção, quando na *análise de segunda ordem*, um coeficiente de ponderação  $\beta = 1,10$  também é adotado para a relação tensão-deformação do concreto na tração. O diagrama tensão-deformação adotado para o trecho ascendente à tração é





**Figura 2**  
Diagramas tensão-deformação para armadura passiva e ativa

considerado *linear elástico* até uma tensão de resistência de cálculo à tração do concreto,  $f_{ctd}$ , fazendo uso do módulo de elasticidade tangente inicial. A partir da deformação correspondente à máxima tensão de tração, é definida para o trecho descendente a equação proposta por Araújo [17], exceto pelos valores de cálculo e pelo coeficiente de ponderação:

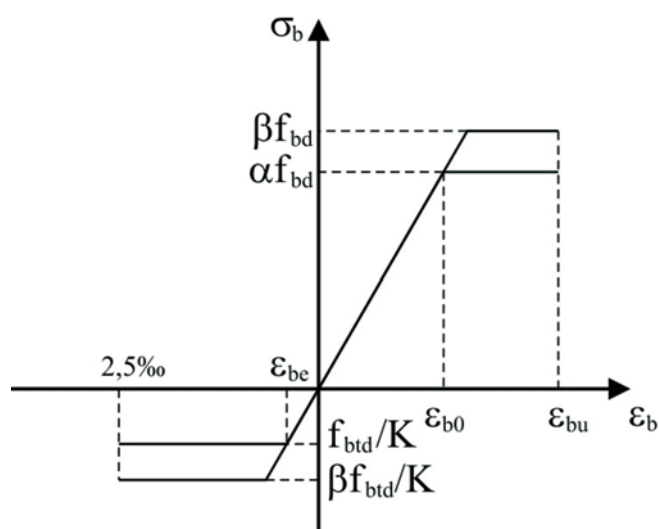
$$\sigma_{ct} = E_{ct} \varepsilon_{ct} \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{cr} \quad (7)$$

$$\sigma_{ct} = \beta f_{ctd} \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}} \right)^{0,6} \quad \text{para } \varepsilon_{ct} > \varepsilon_{cr} \quad (8)$$

Onde  $\varepsilon_{cr} = \beta f_{ctd} / E_{ct}$  é a deformação de fissuração do concreto. O diagrama tensão-deformação do concreto é apresentado na Figura 1.

Os diagramas tensão-deformação para as armaduras passiva e ativa são apresentados na Figura 2. O coeficiente parcial de segurança para os dois tipos de aço é  $\gamma_s = 1,15$ . Para o aço da armadura passiva é considerado um comportamento *elastoplástico perfeito*, tanto à tração quanto à compressão, seja para o cálculo das **deformações** (utiliza-se o diagrama com  $f_{yk}$ ) ou do **dimensionamento** da seção (utiliza-se o diagrama com  $f_{yd}$ ). Ata-se o aço CA-50 e um módulo de elasticidade de  $E_s = 200$  GPa. Limita-se a deformação de tração ao valor de 10‰ como critério de ruptura. Para o aço da armadura ativa, em geral, pode ser assumido um comportamento *bilinear*, tanto para o cálculo das **deformações** (utiliza-se o diagrama com valores característicos) quanto para o **dimensionamento** (utiliza-se o diagrama com valores de projeto). Adotam-se cordoalhas tipo CP-190-RB, com módulo de elasticidade tangente inicial de  $E_p = 200$  GPa e uma deformação específica  $\varepsilon_{puk} = 40$ ‰. Demais grandezas assumem valores de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Para o Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF), tendo em vista a ausência de valores experimentais, são adotadas as seguintes simplificações e considerações no diagrama tensão-deformação à tração, usado para o estado limite último. Tal como em Spasojević [18], a partir dos testes de tração direta de Jungwirth [19], são adotados um **domínio linear elástico** e, após este, um **domínio pseudoplástico** com patamar limitado a 2,5‰, no qual ocorre múltipla microfissuração, mas sem que as deformações passem a se localizar em uma ou mais microfissuras



**Figura 3**  
Diagrama tensão-deformação para o CUADRF proposto

principais. Por simplificação, foi desconsiderado o último domínio que seria de **abrandamento**, no qual a tensão não mais se relaciona diretamente com a deformação, mas sim com a abertura de fissuras. Contudo, pretende-se verificar em trabalhos futuros a influência da consideração do domínio de abrandamento para o CUADRF.

As propriedades mecânicas e valores característicos para o CUADRF utilizado — “*Béton Spécial Industriel*” (BSI) — encontram-se também presentes nas recomendações provisórias da AFGC [2] e são:  $f_{bk} = 180$  MPa,  $f_{btk} = 9,1$  MPa e  $E_b = 65$  GPa. O coeficiente parcial de segurança é  $\gamma_b = 1,3$  e no caso da tração é ainda considerado um coeficiente adicional de orientação das fibras  $K = 1,25$  (quando não se considera efeitos locais). São utilizados os mesmos coeficientes de ponderação  $\alpha$  e  $\beta$ , para dimensionamento e análise de segunda ordem, respectivamente (Figura 3). Como a AFGC nada menciona sobre o efeito rüsch na tração, adota-se apenas o coeficiente  $\beta = 1,10$ , para não penalizar e superestimar as deformações.

### 3.2 Obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal

Para a obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal é necessário estabelecer hipóteses sobre a configuração deformada da barra, considerada esbelta. Como usualmente empregado, admitem-se as seguintes hipóteses: hipótese de Navier-Bernoulli, pela qual as seções transversais, inicialmente planas e normais ao eixo da barra, permanecem planas e normais ao eixo deformado até o Estado Limite Último, assim as distorções provocadas por tensões cisalhantes podem ser desprezadas (pequenas deformações); existe aderência perfeita entre a armadura ativa e passiva e o concreto; os diagramas

tensão-deformação para descrever o comportamento não linear dos materiais são aqueles descritos na seção anterior; e a ruptura da seção transversal ocorre uma vez que sejam atingidas as deformações limites para o concreto e/ou para o aço. Da hipótese de Navier-Bernoulli, tem-se para o campo de deslocamentos no interior da barra no plano:

$$u(x, y) = u_0(x) - y \frac{dv}{dx}, \quad v(x, y) = v(x) \quad (9)$$

Logo, resulta em uma *distribuição linear de deformações longitudinais* ao longo da altura da seção transversal. Assumindo como curvatura do eixo baricêntrico da barra, a segunda derivada de  $v$ , a deformação em um ponto genérico da seção transversal, é dada por:

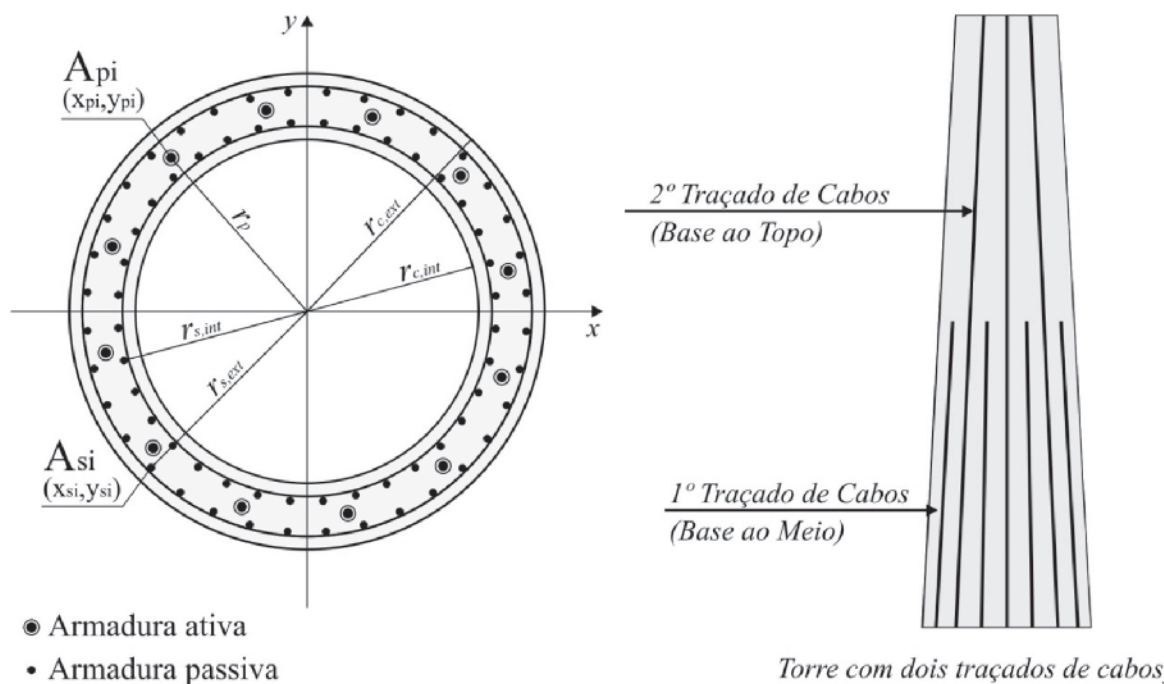
$$\epsilon_x = \epsilon_0 - y \frac{d^2v}{dx^2} = \epsilon_0 + y\chi \quad (10)$$

Em virtude da *hipótese de aderência perfeita*, as deformações nas armaduras passiva e ativa também são descritas pela mesma equação anterior. Para o caso do aço de protensão, *na pós-tração com aderência*, é ainda preciso considerar a deformação inicial de pré-alongamento da armadura  $\Delta\epsilon_{pi}$ . Assim, as deformações relativas a cada componente da seção tornam-se:

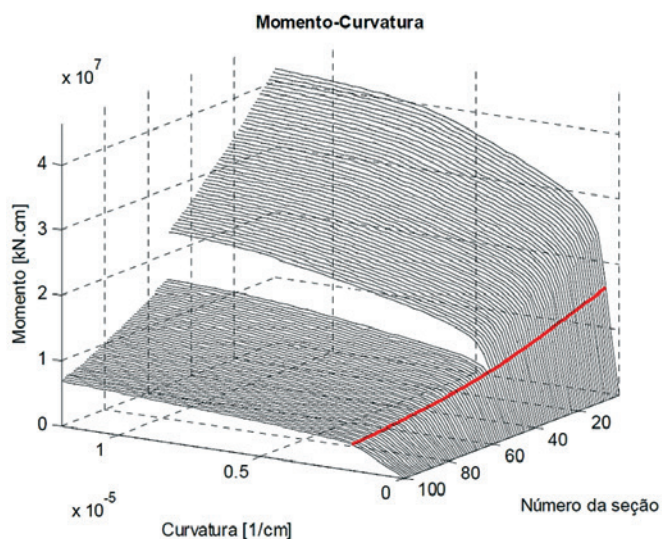
$$\epsilon_{ci} = \epsilon_0 + y_{ci}\chi, \quad \epsilon_{si} = \epsilon_0 + y_{si}\chi, \quad \epsilon_{pi} = \Delta\epsilon_{pi} + \Delta\epsilon_{pd} = \Delta\epsilon_{pi} + \epsilon_0 + y_{pi}\chi \quad (11)$$

Com a protensão centrada, a deformação de pré-alongamento na pós-tração é dada por:

$$\Delta\epsilon_{pi} = \gamma_p \left[ N_{px} \left( \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{cs} A_g} \right) \right] \quad (12)$$



**Figura 4** Corte esquemático de seção anular com disposições das armaduras ativa e passiva e traçados de cabos



**Figura 5**  
 Diagramas momento-curvatura associados aos esforços solicitantes na combinação última (momento fletor e esforço axial): seções ao longo da torre para o caso utilizado de protensão completa ao longo das 100 seções. A linha vermelha corresponde aos pares momento-curvatura associados aos esforços na combinação última

A seção transversal anular (ver Figura 4) possui  $n$  barras de armadura, sendo a metade destas barras uniformemente disposta em cada perímetro da seção, interno e externo. Os cabos estão dispostos de modo uniforme ao longo do perímetro do raio médio da seção e são compostos pela mesma quantidade de cordoalhas. Uma barra genérica possui área igual a  $A_{si}$  e coordenadas  $(X_{si}, Y_{si})$  e um cabo genérico possui área igual a  $A_{pi}$  e coordenadas  $(X_{pi}, Y_{pi})$ .

Aplicando as equações de equilíbrio, obtêm-se os esforços na seção transversal para a flexo-compressão normal:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\epsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\epsilon_{pi}) A_{pi} \quad (13)$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c y dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\epsilon_{si}) y_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\epsilon_{pi}) y_{pi} A_{pi} \quad (14)$$

Onde se desconsidera o segundo momento fletor devido à axissimetria da seção. As integrais são feitas ao longo de toda a área de concreto e resolvidas, numericamente, por meio da regra de Simpson, realizando a integração ao longo da espessura e da circunferência (lamelas radiais e circunferenciais).

A relação momento-curvatura-força normal é obtida através do controle das deformações pelo qual vão sendo adotadas curvaturas

$\chi$ , de forma incremental, calcando-se assim os esforços internos  $(N, M)$  até que sejam equilibrados com os esforços externos  $(N_{ext}, M_{ext})$ . O procedimento descrito pode ser realizado através de métodos iterativos, como a exemplo, pelo método de Newton-Raphson. Neste caso, pretende-se obter a raiz da função definida por:

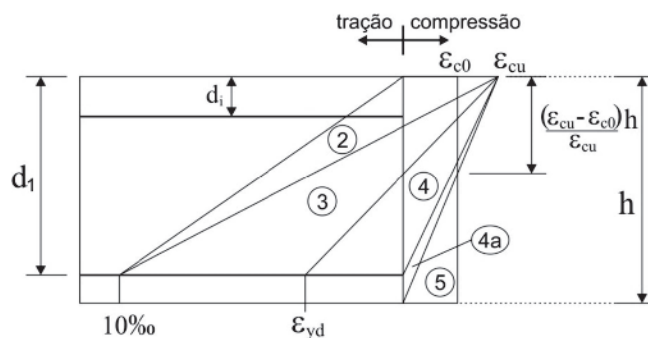
$$f(N) = N_{ext} - N = N_{ext} - \left( \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci}(\epsilon_{ci}) \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\epsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\epsilon_{pi}) A_{pi} \right) \quad (15)$$

$$\epsilon_{0i+1} = \epsilon_{0i} - \frac{f(N)}{f'(N)} \quad (16)$$

No cálculo da raiz dessa função, de modo a melhorar a convergência do algoritmo, é aplicada uma adaptação no método de Newton, tornando-o mais robusto. Tal como no método da bissecante, impõe-se, inicialmente, a pesquisa do intervalo de solução. Para cada novo valor da variável obtido dentro do intervalo, adapta-se o intervalo de solução, reduzindo-o. Caso este novo valor esteja fora dos limites do intervalo, o último intervalo de solução e os correspondentes valores para a função são empregados no método da bissecante, obtendo um valor, inevitavelmente, interno ao intervalo. Em seguida, reduz-se o intervalo e volta a se empregar o método de Newton. Isto afasta o problema de instabilidade. Os resultados obtidos para as seções anteriores são armazenados para servir como nova estimativa, garantindo ainda maior velocidade na solução.

### 3.3 Domínios de dimensionamento

O cálculo da área de aço passivo da seção protendida é feito por meio dos domínios de dimensionamento no estado limite último de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (Figura 6), sendo também admitidos como forma de dimensionamento para o CUADRF (ref. [2]), bastando apenas alterar as deformações correspondentes. O procedimento consiste em encontrar, iterativamente, a profundidade  $x$  da linha neutra, que se situa no intervalo de 0 a  $\infty$ , na flexo-compressão. As tensões são, então, obtidas de acordo com as deformações impostas pelos domínios, bem como pela



**Figura 6**  
 Domínios de dimensionamento para uma seção transversal (adaptado da NBR 6118 (15))

profundidade da linha neutra e a solução é encontrada resolvendo-se as mesmas equações de equilíbrio com o método de Newton adaptado, conforme apresentado na seção anterior. Como a disposição da armadura é conhecida, não é feita restrição aos domínios de dimensionamento, como no caso de pilar.

#### 4. Dimensionamento de pilares esbeltos de concreto protendido

torre é adotada com uma altura  $L$  de 100 m, dividida em 25 anéis, cada um com 4 m de altura. As seções possuem dimensões que variam linearmente da base ao topo da estrutura. Para cada anel, a área de aço passivo é considerada constante. Quanto ao método dos elementos finitos, cada anel é dividido em número suficiente de elementos unidimensionais com geometria constante cada um, referente ao ponto médio do elemento. Deste modo, são suficientes quatro elementos por anel, resultando em 100 elementos. A estrutura é considerada engastada na base.

##### 4.1 Armadura ativa

Os esforços solicitantes nas seções destinados ao cálculo da armadura ativa são obtidos por análise não linear geométrica, através da consideração do efeito P- $\eta$  (CSI [12]), com o módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$ .

Consideram-se, para a torre, dois traçados de cabos,  $t_r = 2$ , tendo em vista a redução no comprimento total de bainhas e de cabos. Explica-se, a partir de algumas considerações: o comprimento de cada traçado é tomado como um múltiplo do comprimento total sobre a quantidade de traçados,  $i.L/t_r$ , com  $1 \leq i \leq t_r$ ; a variação horizontal do traçado é desprezível como  $\Delta y \ll \Delta z$ , logo  $\Delta s = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta z^2} \cong \Delta z$ ; o número de cordoalhas é o mesmo para cada cabo; admite-se, como estimativa, que a variação da força de protensão obtida para as seções seja linear, desde a base até o topo. Vale destacar que o valor da tensão no topo é considerado como aproximadamente nulo (pequena tensão de tração), decorrendo que cada segmento da torre,  $L/t_r$ , possui  $i.n_{cabos}/t_r$  cabos, para  $1 \leq i \leq t_r$ . Desta forma, adotando-se a quantidade de cabos na base da torre como referência,  $n_{cabos}$ , tem-se para o comprimento total de cabos e bainhas:

$$L_{cabos} = \frac{L}{t_r} \sum_{i=1}^{t_r} n_{cabos} \frac{i}{t_r} = n_{cabos} \frac{L}{t_r^2} \frac{t_r(t_r+1)}{2} = \frac{(t_r+1)}{2t_r} n_{cabos} L = \gamma n_{cabos} L \quad (17)$$

Portanto, como  $\gamma$  tende, lentamente, a 0,5 à medida que o número de traçados tende ao infinito e seu valor já é de  $\gamma = 0,75$  com  $t_r = 2$ , um valor médio entre os limites da função, permanece adotado esse último valor.

São adotadas cordoalhas de sete fios de diâmetro nominal de 12,7 mm, definindo-se um valor mínimo de 1 e máximo de 12 cordoalhas por cabo, respeitando os espaçamentos limites entre eixos de cabos, mínimo de 30 cm e máximo de 120 cm (mesmo adotado em lajes) [15]. Adota-se, dentre as possíveis opções, aquela que apresenta maior quantidade de cordoalha, conseqüentemente, menos cabos.

Também é feito um recálculo das perdas da força de protensão,

dado que é necessário, inicialmente, estimar as perdas para, então, verificar se estas correspondem às calculadas. Isto permite corrigir e até otimizar a área de aço protendido. O tipo da ancoragem é *ativa-passiva* sentido base-topo. São calculadas, para todas as seções e para cada traçado de cabos, tanto as perdas imediatas quanto as progressivas: atrito, acomodação das cunhas de ancoragem, encurtamento elástico do concreto, retração, fluência e relaxação.

É notável a grande influência dos **desvios parasitários** nas *perdas por atrito* ( $\Delta N_{p0}/N_{pi} = [1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}]$ ), uma vez que estes não dependem dos ângulos de desvio do cabo ao longo de seu trajeto, mas sim do comprimento entre as ancoragens que, no caso, é de, aproximadamente, 100 metros (por meio de  $kx$ ). Em razão disto, deve ser tomado valor tão baixo quanto possível para o coeficiente de atrito  $\mu$  e, para tal, adota-se o valor de 0,10 (bainha metálica lubrificada). Isto já corresponde a uma perda próxima a 9,5% na força de protensão para uma torre em tronco de cone de mesma altura.

As *perdas por acomodação das cunhas de ancoragem* são obtidas numericamente e iterativamente através do método da bissecante, tomando o valor de deslocamento relativo à acomodação da ancoragem como  $nw = 6$  mm:

$$(18)$$

Onde,  $w$ , é um ponto qualquer ao longo do comprimento longitudinal do cabo,  $L$ . Caso o ponto de equilíbrio seja maior do que este comprimento longitudinal (considerando ancoragem ativa-passiva) basta mudar a incógnita do problema de  $w$  para  $P$ , valor da força de protensão no final do comprimento  $L$ :

$$f(P) = nw - 2 \int_0^L [N_{p0}(x) - P] dx / (E_p A_p)$$

Neste caso, o intervalo de solução está em  $P \leq N_{p0}(L)$ . Não havendo parcela devido à carga permanente mobilizada e, considerando uma grande quantidade de cabos, a perda por encurtamento elástico é ao longo da torre:

$$\Delta N_p = \Delta \sigma_p A_p = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{N_{p0}}{A_c} A_p \quad (19)$$

so cada grupo de cabos, do traçado menor e maior, seja protendido nesta ordem, o encurtamento elástico do concreto provocado pela protensão do segundo grupo gera uma perda adicional na força de protensão dos cabos do primeiro grupo. As perdas referentes a este afrouxamento são levadas em conta pela compatibilidade de deslocamento entre os cabos e a metade inferior da torre.

No cálculo das *perdas progressivas*, é pertinente considerar que: as cargas devido ao peso próprio da torre, a protensão e o peso da turbina são aplicadas em fases suficientemente próximas; os cabos são uniformemente distribuídos na seção, sendo cada grupo de cabos tratado como um cabo resultante; existe aderência perfeita entre o concreto e a armadura e o elemento estrutural permanece no estágio I. Para a obtenção dos coeficientes de fluência,  $\varphi(t_\infty, t_0)$ , e de deformação específica de retração,  $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ , toma-se a data de alicação dos carregamentos em  $t_0 = 30$  dias, umidade média do ambiente de 75%, utilizando a tabela 8.2 da ref. [12]. Mesmo com as considerações a respeito da aplicação do carregamento e dos coeficientes, as perdas por *retração* e *fluência*, e *relaxação relativa*, são obtidas por meio do **método geral de cálculo**, com a *fórmula derivada do método da tensão média* presente no CEB-FIP 78 [20], tal como em Cholfe e Bonilha [21]:



$$n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)E_p + \alpha_p(\sigma_{c,p0g} + \sigma_{c,g})\varphi(t_\infty, t_0) + \alpha_p \sum_i [n\sigma_{c,gi}\varphi(t_\infty, t_i)]}{\left[1 - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{c,p0g}}{\sigma_{p0}}\right) \left(1 + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{2}\right)\right]} \quad (20)$$

$$n\sigma_{pr,rel}(t_\infty, t_0) = n\sigma_{pr}(t_\infty, t_0) \left[1 - 2 \frac{|n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0)|}{\sigma_{p0}}\right] \quad (21)$$

Para as perdas por relaxação pura,  $\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0)$ , utilizam-se os valores da ABNT NBR 6118:2014.

Quanto ao CUADRF, de acordo com a AFGC [2], após o tratamento térmico, **a retração inexistente** e o coeficiente de fluência possui valor de **0,2**. Isto é, aproximadamente, equivalente a 14% do valor do coeficiente de fluência esperado para concretos de classe C50 a C90, com espessura fictícia de 30 cm,  $\varphi(t_\infty, t_0) = 1,4$ .

#### 4.2 Armadura passiva longitudinal: parâmetros

Para a posição das barras de aço na seção adota-se uma distância de  $d' = 7$  cm entre o centroide da armadura e da face da seção correspondente, externa ou interna. Este valor encontra respaldo nas seguintes premissas: o diâmetro inicialmente adotado para as barras é de 40 mm que, somado ao diâmetro da armadura transversal, que por sua vez é de, no mínimo, 1/4 da armadura longitudinal – logo, 10 mm – bem como ao cobrimento nominal das armaduras, sendo 35 mm para CCA II [15], é possível obter um valor resultante de 6,5 cm, ligeiramente inferior ao adotado.

Com relação à quantidade de barras, toma-se um valor suficiente para que, a partir deste, seja possível considerar uma distribuição uniforme tornando insignificante a diferença na área de aço e no diagrama momento-curvatura de uma seção. Como a menor espessura usada na seção é de 20 cm, verifica-se que o *espaçamento máximo* de 40 cm já satisfaz esse requisito.

Para cada anel de 4 m de altura é usada a maior das áreas de aço obtidas nas extremidades de seus elementos constituintes. Tem-se, com isso, o mesmo diâmetro e quantidade de barras para cada anel, proporcionando um *escalonamento da armadura longitudinal*. A armadura mínima é calculada a partir do dimensionamento da seção em questão a um momento fletor mínimo  $M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup}$ , onde  $W_0$  é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada. E, finalmente, a taxa geométrica de armadura passiva é tal que  $\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$ , em que se respeita a taxa mínima absoluta de  $\rho_{min} = 0,15\%$ .

#### 4.3 Armadura passiva longitudinal: dimensionamento através de modelo não linear

O modelo descrito aqui utiliza o método exato devido à esbelteza da torre e é, de certo modo, análogo àquele descrito por Araújo [22], exceto pelo uso da rotensão e de algumas simplificações para realizar o acoplamento entre o algoritmo desenvolvido em MATLAB e o programa de elementos finitos, SAP2000.

Quando do dimensionamento da armadura de aço passivo, utiliza-se a combinação de carregamento no *estado limite último* em uma análise não linear geométrica. Para tanto, é usado, inicialmente,  $E_{cs}$ , assim como o momento de inércia da seção bruta de concreto. Feito o primeiro cálculo e utilizando os esforços solicitantes ( $N_d$ ,  $M_d$ ) no dimensionamento da área de aço passivo, já se pode incluir a mesma área de aço na obtenção dos diagramas *momento-curvatura-força normal* ao longo das seções.

Deste modo, a partir dos pares de esforços solicitantes e dos diagramas momento-curvatura-força normal obtidos para os pontos médios de cada elemento ao longo da estrutura, calculam-se as novas rigidezes à flexão secante correspondente ao ponto ( $M_d - \chi - N_d$ ) nos diagramas. Como é possível ver na Figura 5, a força normal está implícita no diagrama momento-curvatura de cada seção ao longo da torre. Nota-se na mesma figura que a redução na força de protensão (esforço axial) na metade superior da torre, devido à parte dos cabos ficarem ancorados no meio, provoca uma redução no momento fletor resistente da seção assim como no momento de fissuração, em relação à metade da torre que recebe o esforço axial proveniente de todos os cabos.

Cada nova rigidez calculada é introduzida na matriz de rigidez de cada elemento no programa de elementos finitos por meio de alteração do momento de inércia da seção, através da razão  $EI_{sec,calc} / EI_{sec,inicial}$ . Procedem-se a uma nova análise não linear geométrica, gerando novos esforços e deslocamentos, obtendo e adaptando a nova rigidez aos elementos. Este procedimento é repetido até que os esforços e deslocamentos convirjam.

Após esta etapa, procede-se, novamente, o dimensionamento da área de aço passivo, repetindo todo o processo, uma vez que os deslocamentos e esforços são diferentes daqueles primeiros obtidos. Como exemplo, caso o deslocamento seja inferior ao inicial, os momentos fletores serão reduzidos e assim a nova área de aço obtida será menor que a inicial. Entretanto, se havendo um aumento dos deslocamentos, uma área de aço ainda maior será obtida. Este procedimento permite que, ao se estabelecer um critério para seu término (como convergência dos deslocamentos e esforços solicitantes e a consequente redução na diferença entre as áreas de aço passivo), seja obtida uma área de aço otimizada (ref. [1]).

#### 4.4 Dimensionamento ao esforço cortante

Em contraste com o extenso uso das seções circulares maciças e vazadas, por exemplo, em pilares, postes, torres, chaminés e reservatórios, as referências normativas em geral não propõem nenhuma formulação específica para a avaliação da resistência ao cisalhamento das mesmas. Como descreve Teixeira *et al.* [23], a aplicação da equação empregada em seções retangulares para essas seções implicariam em alguns problemas como:

- Aplicabilidade da expressão usada para determinação de  $V_{rd2}$ , força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- Definição do valor de  $b_w$  para o cálculo de  $V_c$ , parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça;

■ Dúvidas referentes à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante quando da determinação de  $V_{sw}$ , parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

Quanto à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante para seções também circulares, Turmo *et al.* [24] apresenta uma formulação deduzida teoricamente e comprovada empiricamente para a contribuição das armaduras transversais, considerando tanto estribos verticais quanto espirais. No caso das *seções anulares*, a contribuição da armadura transversal formada por estribos verticais é dada pelo produto do número de estribos atravessando a fissura, multiplicada pela resistência mecânica do estribo e pela inclinação média dos estribos na interseção com a fissura. Simplificando a expressão, [24] obteve a mesma expressão tão usada para seção retangular, o que permitiu concluir que as tensões de ci-

salhamento possuem a *mesma orientação dos estribos*, o que leva o fator de eficiência ter valor igual a 1 na seção anular:

$$V_{sRd} = z \cdot \cot\theta \cdot A_\phi \cdot f_{yk,t}, V_{sw} = \frac{2A_\phi}{p} \cdot z \cdot f_{yk,t} \cdot \cot\theta \quad (22)$$

Uma forma de obter o valor de  $V_c$  seria, tal como em [23], estimando-o correspondente à primeira fissura de cisalhamento, considerando-se Estádio I para o concreto, logo referente à máxima tensão de tração (na altura do centroide da seção).

Assumindo que a tensão de cisalhamento seja uniforme através da espessura da parede, agindo paralela ao contorno da seção e utilizando a condição de antissimetria da tensão de cisalhamento em seções simétricas na fórmula do fluxo de cisalhamento, a tensão de cisalhamento,  $\tau_s$ , para seção anular não fissurada pode ser estimada a partir de  $\tau_s(s) = V s \sin\phi / (\pi R_m t)$ . Desta forma, a tensão de cisalhamento máxima que ocorrerá na altura do

**Tabela 2**

Comparação entre ensaio experimental de Völgyi *et al.* (27) e modelo proposto

Diâmetro $A_{st}$ (mm)	p (cm)	Diâmetro $A_s$ (mm)	$n_s / n_p$	t (cm)	$R_{int}$ (cm)	$R_{ext}$ (cm)	$R_m$ (cm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (MPa)	Força de protensão (kN)	$V_{teste}$ (kN)	$f_{(cik,inf)}$ (MPa)	$V_{prop}$ (kN)	$V_{prop} / V_{teste}$
-	0	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	72,9	0	68,6	3,11	67,70	0,99
-	0	12	12/0	9,6	5,4	15	10,20	615,2	70,2	0	95,0	3,06	94,02	0,99
-	0	16	12/0	6,4	8,6	15	11,80	474,5	66,9	0	78,0	2,89	68,49	0,89
5	15	16	12/0	5,5	9,5	15	12,25	423,3	72,9	0	115,0	3,11	94,13	0,82
5	15	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	66,9	0	105,0	2,99	93,24	0,89
5	15	16	12/0	9,3	5,7	15	10,40	604,8	70,2	0	158,0	3,06	120,7	0,76
5	11	16	12/0	9,1	5,9	15	10,50	597,5	66,9	0	187,0	2,99	127,8	0,68
5	15	16	8/4	5,8	9,2	15	12,10	441,0	62,5	148	140,0	2,89	121,9	0,87
5	15	16	8/4	9,2	5,8	15	10,40	601,2	64,8	88	141,0	2,94	136,4	0,97
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	69,8	106	146,0	3,05	143,9	0,99
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	62,5	228	163,0	2,89	160,8	0,99
5	15	16	8/4	9,5	5,5	15	10,25	611,8	69,7	238	161,5	3,05	168,9	1,05
5	15	0	0/12	9,2	5,8	15	10,40	601,2	72,2	237	174,0	3,10	168,6	0,97
5	15	0	0/12	9,0	6,0	15	10,50	593,8	72,2	180	145,0	3,10	157,6	1,09
											C. A. e C. P.	Média	0,93	
												D. P.	0,11	
											Apenas C. P.	Média	0,99	
												D. P.	0,07	

$n_s$  – número de barras de aço;  $n_p$  – número de cordoalhas; p – passo da armadura transversal espiral; C. A. – Concreto Armado, C. P. – Concreto Protendido, D. P. – Desvio Padrão.

centroide da seção terá valor de  $\tau_{s,m\acute{a}x} = 2V / A_c$ . E assim, o *esforço cortante correspondente à primeira fissura de cisalhamento* é dado por  $V_c = \tau_{s,m\acute{a}x} A_c / 2 = f_{ct} A_c / 2$ . Uma vez que as seções de paredes finas podem ser consideradas como submetidas a um estado plano de tensões, desprezando a tensão ao longo da espessura,  $\sigma_3$ , a ideia proposta pode ser estendida para consideração de protensão longitudinal centrada e circunferencial. Pela resistência dos materiais, fazendo  $\sigma_1 = f_{ct}$  e  $\tau_{xy} = \tau_{m\acute{a}x} = 2V / A_c$ , as tensões principais  $\sigma_{1,2}$  podem ser colocadas em função do esforço cortante:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \therefore V_c = \frac{A_c}{2} \sqrt{(f_{ct} - \sigma_{m\acute{e}d})^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \tag{23}$$

As tensões  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  podem ser tratadas como tensões devido às forças de protensão centrada longitudinal e circunferencial transversal, respectivamente. Nota-se que aqui  $x$  refere-se ao eixo longitudinal da barra e  $y$  a um dos eixos ortogonais.

Conforme [23], quando do cálculo de  $V_c$  e  $V_{rd2}$ , uma forma de eliminar a dificuldade em se determinar o valor de  $b_w$  seria utilizando o conceito de área efetiva, como a exemplo da NBR 8800 [25] ou Merta e Kolbitsch [26], substituindo assim o produto  $b_w d$ , muito embora esta substituição necessite de maior embasamento teórico e/ou experimental. Deste modo, considerando o conceito de área efetiva da NBR8800 e utilizando para  $b_w$  a menor largura da seção,  $b_w = 2t$ , tem-se:

$$A_{ef} = V / (2V / A_c) = 0,5 A_c = \pi R t = b_w d = 2td \therefore d = \pi R / 2 = \pi h / 4 \approx 0,785h \tag{24}$$

Constata-se que é um valor muito próximo a  $0,8h$ , que se trata de um limite inferior quando existir armadura de protensão ao longo da altura, desde que exista armadura junto à face tracionada de modo a satisfazer os critérios de acordo com [15].

A fim de que se possa comparar o valor de  $V_c$  com o de dados experimentais, será admitido para  $f_{ct}$  o valor inferior da resistência característica à tração do concreto,  $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}$ , a depender da

resistência do concreto: caso a classe seja menor ou igual a C50, usa-se  $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ , caso seja maior  $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$  e, para a resistência característica à compressão, utiliza-se  $f_{ck} = f_{cm} - 8$  MPa. Para a armadura transversal, serão feitas as seguintes adoções: o ângulo da biela de compressão  $\theta$  é de  $45^\circ$ ; a altura útil será considerada igual a  $d = 0,8h$ ; a tensão na armadura transversal igual à tensão de escoamento característica  $f_y = f_{yk} = 50$  kN/cm<sup>2</sup>; e os estribos são espirais.

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal,  $V_{Rd3}$ , é a soma das parcelas  $V_c$  e  $V_{sw}$ . A Tabela 2 apresenta os valores dos parâmetros geométricos e mecânicos das vigas ensaiadas por Völgyi *et al.* [27] e a comparação entre os máximos esforços cortantes. Vale relatar que, para uma taxa geométrica de armadura longitudinal maior do que a mínima utilizada no ensaio (12 barras de 12 mm de diâmetro), os valores obtidos dos ensaios são, em quase totalidade, maiores do que aqueles calculados. Entretanto, isto se deve à inexistência, na expressão proposta, de uma correlação com a taxa de armadura, diferentemente da expressão proposta para  $V_c$  por Merta [28]. A influência da distância entre a carga aplicada e o apoio também é mostrada por [27], resultando em valores também maiores do que aqueles calculados pelo modelo proposto. As vigas de concreto protendido possuem resultados bastante próximos quando comparadas aos derivados do modelo, com média de 0,99 (relação entre carga cortante última entre modelo e teste), o mesmo que das vigas de concreto armado sem estribo e de baixa taxa de armadura (diâmetro 12 mm). Deste modo, o modelo proposto aqui apresentou uma boa concordância para os ensaios analisados e representa, sobretudo, um bom indicativo para o valor de  $V_c$  (Tabela 2).

Os valores para a armadura mínima transversal  $A_{sw,min} = \rho_{sw} 100 b_w$  cm<sup>2</sup>/m são adotados de acordo com [15] onde a taxa geométrica vale  $\rho_{sw} = 0,2 f_{ct,m} / f_{ywk}$  e  $b_w$ , no caso da espessura da nervura variar com a altura, é adotado como a largura média ao longo da altura tal que  $b_w = A_c / (2r_{ext}) = \pi r_m t / (r_m + t / 2)$ . Pela própria forma da seção anular, são utilizados dois estribos, um para cada face, resultando em um estribo de 4 ramos. Com relação ao espaçamento máximo entre estribos, pode ser utilizado, em teoria, até o espaçamento máximo limite (ou 20 cm ou 30 cm, a depender da relação entre  $V_d$  e  $0,67 V_{Rd2}$ ), devido à altura útil  $d = 0,8h$ .

De qualquer forma, o esforço cortante não representa impedimento

**Tabela 3**  
Torres de mesma geometria em CUADRF e C50

$f_{ck}$ (Mpa)	Raios externos (Base, meio, topo) (m)	Espessuras (Base, meio, topo) (m)	Frequência (Hz)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Massa de aço passivo (t)	Massa de aço ativo (t)	$L_{cabos}$ (km)	Ancoragens (un)
50	(5,76, 3,79, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,480	474,4	12,24	16,89	2,45	64
180			0,632	475,5	-	14,95	2,45	64
Razão (CUADRF/C50)				1,002	-	0,885	1	1

no dimensionamento para a torre devido às grandes dimensões da área de concreto das seções. Com frequência, o esforço cortante de cálculo não alcança nem mesmo o valor de  $V_c$ , mesmo sem consideração da protensão. Quanto à armadura transversal ativa, necessária para unir os anéis pré-fabricados que possam estar divididos em até 3 segmentos [29], não é considerada aqui, tratando-se cada anel como monolítico.

## 5. Comparativo de custos

### 5.1 Parametrização

Quanto à geometria adotada, será feita uma generalização que abrangerá também torres tronco-cônicas. A metade inferior possuirá variação parabólica para o raio externo, já a metade superior será linear. Para garantir a continuidade da forma externa, a derivada da função da parábola na metade da torre possuirá a mesma declividade da função linear que define a metade superior. Deste modo, as torres em forma de tronco de cone constituem-se em um caso particular das torres de base parabólica. A variação da espessura poderá ser linear, bilinear e até constante, pois na geração das geometrias é atendida apenas a seguinte condição, com  $t$  variando de 5 em 5 cm:

$$20 \text{ cm} \leq t_{\text{topo}} \leq t_{\text{meio}} \leq t_{\text{base}} \leq 45 \text{ cm} \quad (25)$$

Os limites da variação da espessura são valores usuais tanto para estruturas de concreto quanto para torres eólicas ([3], [1], [6], [15] e [2]). A variação do raio externo (aproximadamente de 25 em 25 cm) da metade da torre será limitada pela condição a seguir, que permite que ela se também se torne uma torre tronco-cônica:

$$r_{\text{ext, topo}} \leq r_{\text{ext, meio}} \leq \left( \frac{r_{\text{ext, base}} + r_{\text{ext, topo}}}{2} \right) \quad (26)$$

O raio externo da base possuirá um valor mínimo igual a do raio externo do topo, 182,9 cm, e máximo igual a 600 cm ([6] e [2]). O raio externo do topo é mantido constante com valor igual àquele

em [3], uma vez que não se pretende modificar o anel adaptador metálico que conecta a turbina à torre e nem a própria turbina.

Também são investigadas de forma separada as torres de forma de tronco de cone, adotando-se uma discretização em dez valores, pois a mesma permite uma variação de menos de 50 cm para o raio no exemplo utilizado:

$$v_{\text{ext, base}} = \frac{r_{\text{ext, max}} - r_{\text{ext, min}}}{n_{\text{ext, base}} - 1} = \frac{600 - 182,9}{10 - 1} = \quad (27)$$

$$\frac{417,1}{9} \cong 46,34 \text{ cm}$$

É utilizada a mesma espessura para a base, o meio e o topo, tornando a espessura constante ao longo da torre. O valor da variação da espessura será de 5 cm considerando:

$$20 \text{ cm} \leq t \leq 45 \text{ cm} \quad (28)$$

Apenas para as torres tronco de cone é retirada a restrição das frequências naturais das torres, permitindo  $f_1 > 1,1P$ . Assim, é possível aferir as diferenças na obtenção das armaduras passiva e ativa em relação às espessuras e aos raios externos adotados, de modo que não sejam impedidos os dimensionamentos de várias torres.

### 5.2 Custo material

A comparação entre diversos dimensionamentos deve corresponder a seu custo global que abrange a facilidade e flexibilidade na aquisição dos materiais, o custo dos materiais, serviços, transporte e a montagem [30]. Por certo, implica em grande dificuldade uma abordagem tão completa acerca do custo da implantação de uma torre e, em razão disto, será aqui adotado apenas o custo do material como parâmetro para comparação entre os dimensionamentos. São considerados, para tal, os valores fornecidos pela tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil SINAPI [31] para o estado de São Paulo, incluindo o serviço de bombeamento, dispendo-os na Tabela 3.

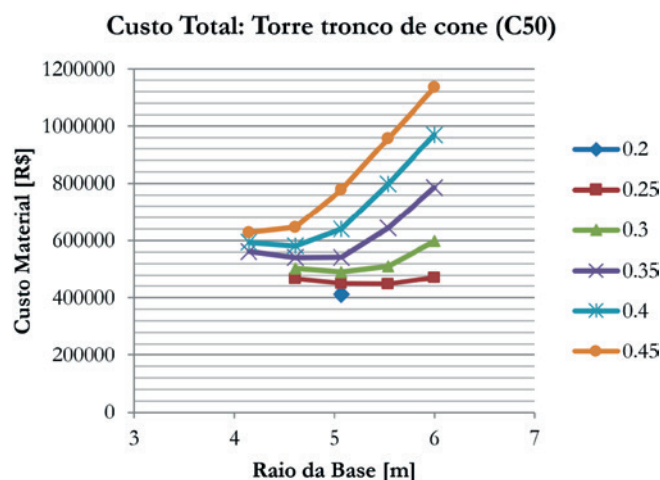


Figura 7 Custo total para torres tronco de cone (C50) para cada espessura e restrição  $\Delta_{\text{máx}} = L/250$

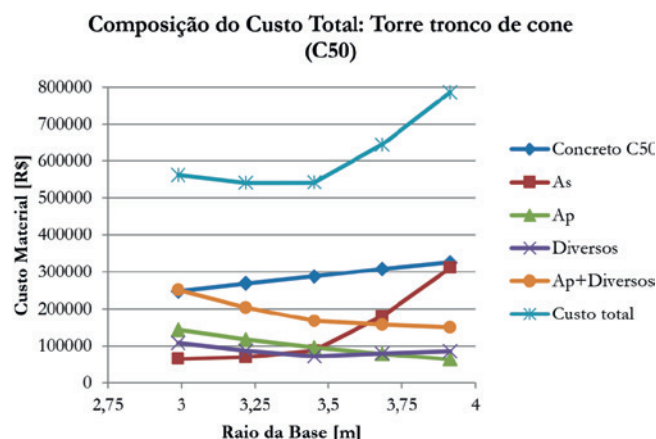


Figura 8 Composição do custo total para torres tronco de cone (C50) de espessura constante (35 cm) e restrição  $\Delta_{\text{máx}} = L/250$



**Tabela 4**

Torres de baixo custo CUADRF e C50

$f_{ck}$ (Mpa)	Raios externos (Base, meio, topo) (m)	Espessuras (Base, meio, topo) (m)	Frequência (Hz)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Massa de aço passivo (t)	Massa de aço ativo (t)	$L_{cabos}$ (km)	Ancoragens (un)
50	(5,76, 3,30, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,419	432,5	11,06	18,36	2,40	60
180	(6, 2,66, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,442	383,6	-	17,06	2,75	64
Razão (CUADRF/C50)				0,887	-	0,929	1,146	1,067

Os demais valores foram obtidos a partir da revista Construção Mercado PINI [32], também para o estado de São Paulo. Deste modo:

- Classe de Concreto (R\$/m<sup>3</sup>): C50 (275,76)
- Aço Passivo (R\$/kg): CA-50 (4,12). Valor médio adotado para todos os diâmetros de vergalhões CA-50;
- Aço Ativo: CP-190-RB 12,7 (5240,35 R\$/t); Bainha (21,72 R\$/m); Ancoragem para diâmetro de 12,7 (427,14 R\$/un).

O custo por metro cúbico do CUADRF, abaixo do qual o preço seria competitivo para o mesmo, é, neste trabalho, obtido igualando o custo material das torres dimensionadas com CUADRF em relação à torre de menor custo para classe C50. Isto é possível uma vez que o custo por metro cúbico do CUADRF é a única incógnita nessa mesma equação.

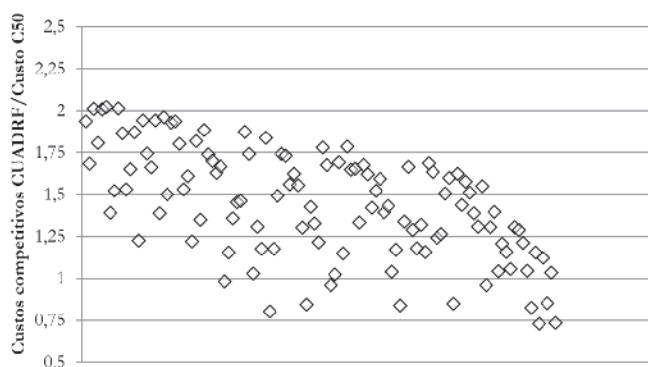
Desconsiderando, em uma primeira análise, apenas as restrições estabelecidas para a frequência natural da torre, conclui-se que torres de menor volume tendem a serem torres mais econômicas.

Isto é, em parte, confirmado pela *frequente adoção de armadura mínima passiva longitudinal e transversal* ao longo de toda a torre e que estão relacionados aos parâmetros geométricos da seção. Entretanto, isto se deve, sem dúvidas, à restrição do deslocamento máximo permitido em serviço ( $L/400$ ).

Explica-se, pois, primeiramente vai ao encontro da forma de dimensionamento adotada, uma vez que ao ser usada um nível de protensão completa, a armadura passiva obtida da verificação do ELU tende a possuir uma área de aço reduzida e, frequentemente, adotada igual à mínima, com taxa geométrica proporcional à área de concreto, passando a receber contribuição ainda maior do custo do aço passivo. Por outro lado, quanto menor a área de concreto das seções da torre, mais flexível ela se torna e uma área de aço ativo ainda maior é obtida através do dimensionamento considerando a não linearidade *geométrica e o modelo discreto*, podendo levar a um aumento no custo material total da torre. Esta situação não é obtida fazendo  $\Delta_{max} = L/400$ , pois esta limitação do deslocamento do topo da torre em serviço impede o dimensionamento das mesmas. Entretanto, é possível obter esta situação reduzindo a limitação do deslocamento, por exemplo, para  $\Delta_{max} = L/250$ , variando o raio da base para uma mesma espessura. Assim, fica evidente o ponto de inflexão do custo material total em relação ao raio da base para uma determinada proporção de espessura ou de uma espessura constante (Figura 7). Na Figura 8 mostra-se a composição do custo total para torres de determinada espessura. Nota-se que, ao *comparar uma torre de mesma geometria* (Tabela 3), o aumento da rigidez secante e o acréscimo da massa com o CUADRF em relação ao concreto convencional (C50) reduzem a área da armadura ativa, porém de forma não tão significativa (principalmente no custo material), pois, também não são reduzidos, de modo significativo, os esforços solicitantes na estrutura para uma mesma geometria. Já a área da armadura passiva é reduzida a zero.

Com  $\Delta_{max} = L/250$ , a torre mais econômica de classe C50 trata-se de uma com base parabólica (Tabela 4). Com relação a esta, calcula-se o custo por metro cúbico do CUADRF nas torres analisadas para que seu emprego seja competitivo ao desta torre de menor custo. Também para o CUADRF, a torre de maior competitividade seria uma de base parabólica (menor volume, menor área de aço ativo e sem armadura passiva). Entretanto, para esse

Relação entre custos competitivos do CUADRF e o custo do C50

**Figura 9**

Relação entre custos competitivos do CUADRF e o custo por metro cúbico do C50 das diversas torres eólicas no eixo y. O eixo x refere-se à numeração da torre pela ordem de dimensionamento (essa numeração permanece implícita)

caso, o custo por metro cúbico obtido foi demasiadamente baixo para as restrições feitas (embora 2,02 vezes o custo por metro cúbico do C50, como visto na Figura 7), o que indica que, para as mesmas condições de carregamento aqui usadas, seu diferencial possa estar em geometrias de torres (raio e espessura) as quais não possam ser satisfeitas com concretos convencionais, como também nos gastos relativos à manutenção, muito mais baixos para o CUADRF devido à elevada durabilidade.

A consideração da fadiga e restrições mais severas ao intervalo possível de frequências naturais da torre (faixa de frequência de operação do rotor) também poderiam modificar o preço por metro cúbico do CUADRF, aumentando sua competitividade. Ainda deve-se levar em conta que o esforço cortante no topo da torre no ELU (empuxo no rotor) é inferior àquele em serviço. Caso contrário, haveria maior possibilidade da ocorrência de armadura maior do que a mínima, aumentando, conseqüentemente, o custo total e possibilitando um preço por metro cúbico ainda maior para o CUADRF.

## 6. Conclusões

A crescente demanda por energia eólica vem impulsionando o desenvolvimento de turbinas de capacidade cada vez maior, sobre torres cada vez mais altas, demandando novas soluções no âmbito estrutural. Este artigo aborda diversos aspectos relativos ao projeto estrutural de torres para geração de energia eólica tanto de concreto convencional de classe C50, como de CUADRF. Foram adotadas as especificações previstas em normas brasileiras e normas da IEC, bem como as recomendações provisórias da AFGC. Os principais resultados obtidos são expostos a seguir:

1. A resistência ao esforço cortante obtida pelo modelo proposto apresenta boa concordância com resultados experimentais obtidos na literatura, principalmente quando se considera a protensão;
2. Foi apresentado um modelo de dimensionamento não linear para pilares esbeltos protendidos, grupo ao qual pertencem as torres eólicas de concreto protendido, sendo apresentados diversos apontamentos e considerações no processo de cálculo;
3. Dentro das restrições feitas e carregamentos considerados, obteve-se, para o CUADRF, um valor de 2,02 vezes o preço do metro cúbico para a classe C50. Embora baixo, trata-se de apenas um valor inicial e conservador, uma vez que não foram abordadas, neste estudo, questões relativas à durabilidade ao longo prazo, à fadiga e ainda foi mantida, para este concreto, a mesma espessura mínima dos demais, na análise paramétrica;
4. A limitação do deslocamento é necessária, mas, se excessiva, leva a um aumento da rigidez, restringindo o dimensionamento de torres com frequências mais baixas e, portanto, merece estudo mais aprofundado.

## 7. Agradecimentos

Agradecimento à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior – pelo financiamento parcial dessa pesquisa por concessão de bolsa de mestrado ao autor.

## 8. Referências bibliográficas

- [1] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J. Concrete Structures for Wind Turbines. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. 242 p.

- [2] MA, H. W.; MENG, R. Optimization design of prestressed concrete wind-turbine tower. Science China: Technological Sciences. Vol. 57, n. 2, 2014, p. 414-422.
- [3] LA NIER, M. P. LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers. Golden: National Renewable Energy Laboratory, 2005. 698 p.
- [4] CAVALCANTI, M.; CARVALHO, C.; BORBA, A.; CAVALCANTI, A.; ANDRADE, T.; HELENE, P. Qualidade do concreto do Parque Eólico de Casa Nova. Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 62-68, 2014.
- [5] AFGC – ASSOCIATION FRANÇAISE DU GÉNIE CIVIL. Bétons fibrés à ultra-hautes performances: Recommandations provisoires. SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes, France, Janvier, 2002, 152 p.
- [6] JAMMES, F. X. Design of Wind Turbines with Ultra-High Performance Concrete. Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2009. 73 p.
- [7] IEC – INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. Wind Turbines Part 1: Design Requirements. EN 61400-1. 3<sup>rd</sup> edition, Geneva, 2005.
- [8] MALCOLM, D. J.; HANSEN, A. C. WindPACT Turbine Rotor Design Study. National Renewable Energy Laboratory, Colorado, April, 2002. 84 p.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devido ao vento em edificações. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.
- [10] HAU, E. Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics. 2nd ed. Berlin: Springer, 2006.
- [11] DEUTSCH INSTITUT FÜR NORMUNG. Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten. DIN 1055-4. Berlin, 2005.
- [12] CSI. Analysis Reference Manual: For SAP2000®, ETABS® and SAFE®. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, United States, 2009.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14). ACI 318. Farmington Hills, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [16] FRANÇA, R. L. S. Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991. 228 p.
- [17] ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado: Volume 3. 2<sup>a</sup> ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 184 p.
- [18] SPASOJEVIĆ, A. Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design. Doctoral thesis Nr. 4051, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2008.
- [19] JUNGWIRTH, J. Zum Tragverhalten Von Zugbeanspruchten Bauteilen Aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Doctoral thesis Nr. 3429, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2006.
- [20] CEB-FIP – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON.

Model Code for Concrete Structures. 3rd edition, Lausanne, 1978.

- [21] CHOLFE, L.; BONILHA, L. Concreto Protendido: teoria e prática. São Paulo: Pini, 2013.
- [22] ARAÚJO, J. M. Pilares esbeltos de concreto armado: Parte 1: Um método não linear para análise e dimensionamento. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 18, Novembro, 2011. p. 81-93.
- [23] TEIXEIRA, P. W. G. N.; C. E. M., MAFFEI; M. C. GUAZELLI. Resistência à força cortante de vigas de concreto armado com seção transversal circular. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 5, n. 6, Dezembro, 2012, p.781-797.
- [24] TURMO, J.; RAMOS, G.; A PARICIO, A. C. Shear truss analogy for concrete members of solid and hollow circular cross section. Engineering Structures 31, 2009, p. 455-465.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.
- [26] MERTA, I.; KOLBITSCH, A. Shear area of reinforced concrete circular cross-section members. 31<sup>st</sup> Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 16-17 August 2006, Singapore.
- [27] VÖLGYI, I.; WINDISCH, A.; FARKAS, G. Resistance of reinforced concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part I: experimental investigation. Structural Concrete 15, n. 1, 2014.
- [28] MERTA, I. Shear strength model of reinforced concrete circular cross-section members. Structural Engineering Mechanics and Computation 3, A. Zingoni, ed. 2007, Seção 22, p. 493-494.
- [29] CONCRETE CENTRE. Concrete Wind Towers: Concrete Solutions for Offshore and Onshore Wind Farms. The Concrete Centre (website: [www.concretecentre.com](http://www.concretecentre.com)), 2005.
- [30] DUARTE, E. P. Evolução das torres eólicas pré-moldadas protendidas. Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 36-41, 2014.
- [31] SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2014.
- [32] PINI. Construção Mercado: Negócio de Incorporação e Construção. São Paulo, n. 163, Fevereiro, 2015.