

ALGUNOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE BASES AISLADAS PARA AEROGENERADORES

Rodolfo Orler¹ y Hugo Donini¹

RESUMEN

El presente trabajo expone algunos aspectos relevantes en el diseño y construcción de bases aisladas para aerogeneradores. Se indican criterios de diseño y tareas en la etapa constructiva. Se desarrolla un análisis de la geometría y su incidencia en las variables de diseño, evaluando presiones, armadura requerida, rigidez rotacional, fatiga de materiales, entre otras. Finalmente, se extraen conclusiones referidas a las gráficas obtenidas y tareas relacionadas con la construcción.

Palabras clave: Fundaciones, aerogeneradores, hormigón armado.

ABSTRACT

This paper presents some relevant aspects in the design and construction of foundations for wind turbines. Design criteria are exposed and tasks in the construction stage. It develops an analysis of the geometry and its impact on the design variables, evaluating pressures, steel required, rotational stiffness, fatigue of materials, among others. Finally, conclusions are drawn regarding the graphs obtained and construction-related tasks.

Keywords: Foundations, wind turbines, reinforced concrete.

RESUMO

O presente trabalho expõe alguns aspectos relevantes no projeto e construção de bases isoladas para aerogeradores. Indicamos os critérios do projeto e tarefas na etapa construtiva. Desenvolvemos uma análise da geometria e sua incidência nas variáveis do projeto, avaliando pressões, armadura requerida, rigidez rotacional, fadiga de materiais, entre outras. Finalmente, extraímos conclusões referentes aos gráficos obtidos e tarefas relacionadas com a construção.

Palavras chave: Fundações, aerogeradores, concreto armado.

1. INTRODUCCIÓN

En materia eólica, la potencia instalada existente en la República Argentina aumentó de 26.5 MW en 2003 a 141.8 MW en 2012, un incremento del 435 % según el Ministerio de Planificación Federal de la República Argentina. Las bases superficiales son una tipología usual en la fundación de aerogeneradores para suelos con adecuada capacidad portante. El presente trabajo procura abordar los aspectos más relevantes relacionados con el diseño y la ejecución de bases aisladas de hormigón armado para este tipo de estructuras, teniendo en cuenta las obras ejecutadas en la provincia del Chubut, Argentina.

1.1 ASPECTOS TEÓRICOS DEL DISEÑO

Los principales pasos a seguir en el diseño resistente de la fundación se pueden sintetizar en la figura 2.

1.2 GEOMETRÍA EN PLANTA

La geometría en planta de las bases aisladas resulta un aspecto importante al momento de definir el diseño de las mismas, presentándose distintas variantes. Las bases de sección tronco-cónica permiten absorber de manera más adecuada el cambio de dirección de los esfuerzos transmitidos por los aerogeneradores, pero presentan en contrapartida

⁽¹⁾Facultad de Ingeniería (Sede Trelew) - Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Calle Belgrano N° 504 - 2° piso - Trelew C.P. 9100, Chubut, Argentina.

E-mail: hugo.donini@gmail.com; rodolfoorler@yahoo.com.ar

dificultades para el encofrado y colocación de las barras. Las armaduras se ubican usualmente en dirección radial y circunferencial (Fig. 3). Como alternativa, es posible efectuar un armado ortogonal para simplificar el trazado de las mismas (Fig. 4).



Fig. 1: Aerogenerador de 90 m de altura en etapa de montaje.

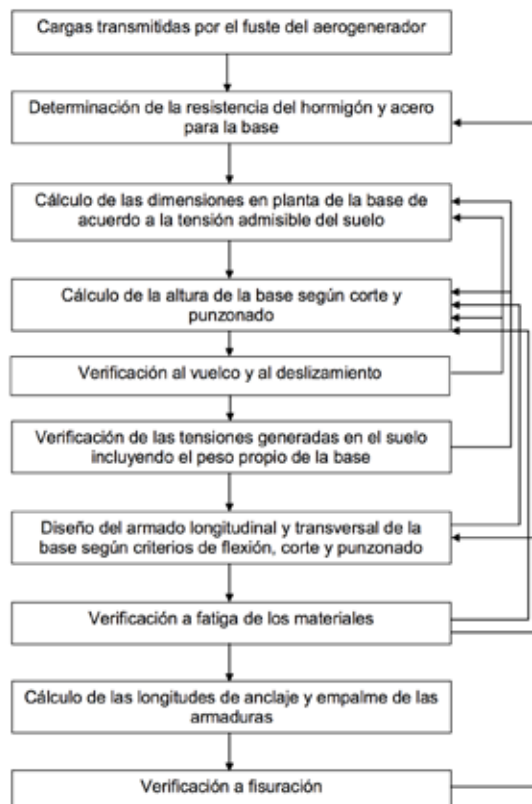


Fig. 2: Diagrama que sintetiza los principales pasos a seguir en el diseño de una base aislada de hormigón armado para aerogeneradores.

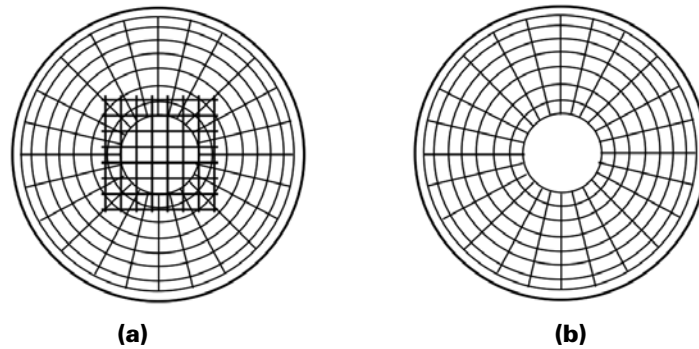


Fig. 3: Esquema de armado circunferencial inferior (a) y superior (b).

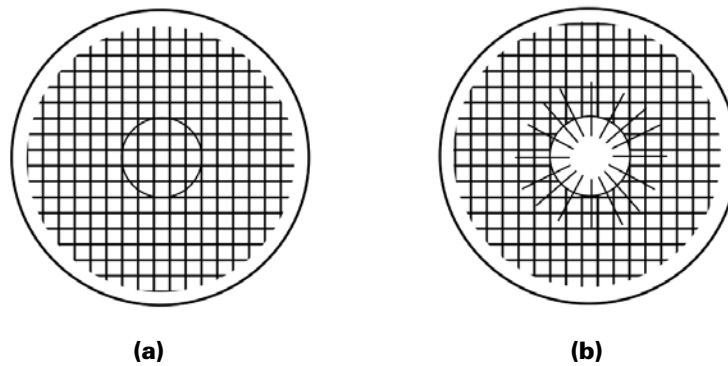


Fig. 4: Esquema de armado ortogonal inferior (a) y superior (b).

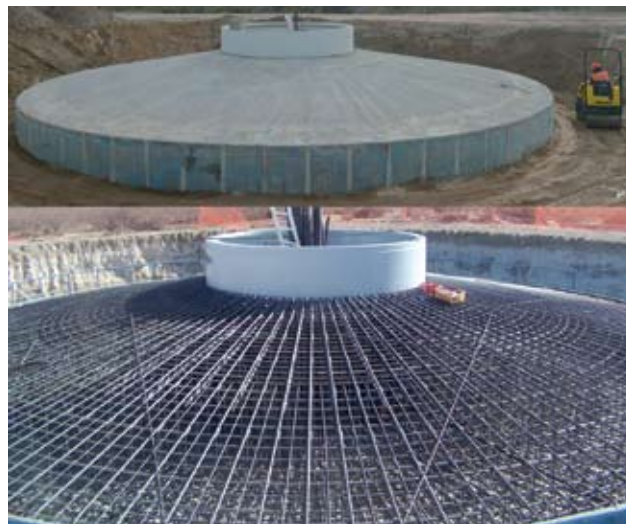


Fig. 5: Base tronco-cónica hormigonada.

Las fundaciones de sección cuadrada son más sencillas de encofrar y tienen armaduras inferiores dispuestas en dos direcciones ortogonales. Para el caso de insertos metálicos, la armadura superior se coloca radialmente atravesando el mismo, mientras que el resto coincide en dirección con la inferior (Fig. 6).

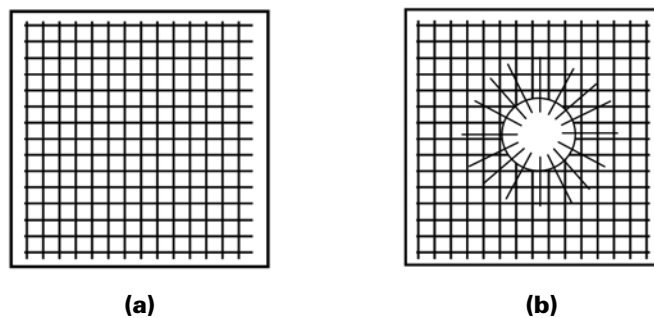


Fig. 6: Esquema de armado inferior (a) y superior (b) de bases cuadradas.



Fig. 7: Base de sección rectangular.

Las bases octogonales resultan una alternativa a las de sección circular, puesto que presentan un armado y encofrado de mayor simplicidad (Fig. 8).

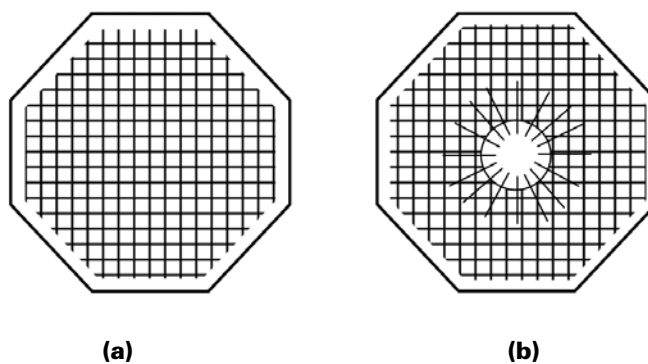


Fig. 8: Esquema de armado inferior (a) y superior (b) de bases octogonales.

1.3 SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal de este tipo de bases puede ser de espesor constante o variable. La sección de espesor variable permite optimizar la rigidez con una mayor altura en la zona que rodea al fuste del aerogenerador, procurando una mayor resistencia al punzonado y al corte. Sin embargo, es necesario tener especial precaución al momento de calcular las secciones críticas para dichos esfuerzos según la alternativa seleccionada, como se desarrollará posteriormente. El espesor y la forma transversal de la base dependen también del medio de unión con el aerogenerador.

Existen básicamente tres métodos de vinculación:

- Inserto anular embebido: consiste en un anillo metálico de una pieza que debe ser colocada y nivelada previamente al hormigonado de la base. El anillo cuenta con una brida inferior y otra superior, y un mecanismo de ajuste para su nivelación, con una desviación máxima permitida respecto del plano horizontal del orden de ± 4 mm. La brida superior es la que vincula a la base con el fuste del aerogenerador. La brida inferior es la encargada de transmitir los esfuerzos de flexión, corte y punzonado a la base. Entre las bridas existe una serie de orificios por los que pasa la armadura longitudinal superior (Fig. 9a).
- Adaptador de acero con pernos a presión: es un adaptador cilíndrico compuesto por una serie de pernos fijados a una brida inferior. En algunos casos la brida inferior se coloca por encima de la armadura y otras por debajo. Es común observar un incremento del espesor de la base en la zona central por debajo del adaptador (Fig. 9b).
- Adaptador de acero con pernos a presión con pedestal: consiste en una serie de pernos de anclaje con una brida inferior pero con un pedestal con una altura superior al de las alternativas anteriores (Fig. 9c).

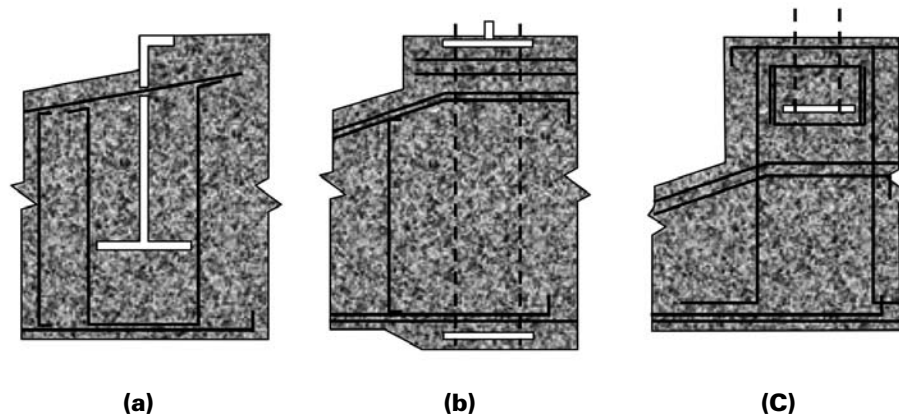


Fig. 9: Esquema ilustrativo de las secciones típicas y de los medios de unión.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1 INTERACCIÓN SUELO-FUNDACIÓN

Respecto a la modelación de la fundación y su interacción con el suelo, es recomendable utilizar métodos alternativos al de Winkler. A pesar de la facilidad de su aplicación y la simplificación en la modelación del suelo, el método de Winkler posee objeciones al momento de evaluar la interacción suelo-estructura. Se mencionan algunas:

- Los resortes que simulan el suelo no actúan independientemente.
- El comportamiento asentamiento – cargas no es lineal, mientras que el coeficiente de balasto k asume dicha linealidad.
- Los esfuerzos y deformaciones se pueden encontrar por debajo de los reales.
- No permite evaluar la influencia de una fundación sobre el entorno.
- No es posible modelar las variaciones estratigráficas del suelo y la influencia de la fundación en estratos profundos.

Por otra parte, el hecho de elegir un único valor k en una base de la extensión de las tratadas en esta publicación no parece acertado, ya que éste depende de varios factores:

- Tamaño de la fundación.
- Área tributaria del nudo sobre el que se aplica.
- Variaciones con la profundidad.
- Dependencia del tiempo debido a asentamientos por consolidación y por consolidación parcial.

Por ejemplo, bajo las condiciones del método de Winkler, una base extensa sometida a una carga uniforme emplazada sobre un suelo perfectamente uniforme se asentaría con los resortes igualmente comprimidos. Sin embargo, el comportamiento real es el de asentamientos mayores en la zona central y menores en el perímetro. Como alternativas, se sugiere el método de resortes pseudo-acoplados (ACI 336.2R-88), resortes acoplados, resortes lineales (Hans-George Kemfert, *et al* 2006) o bien el de elementos finitos. Éste último es el que mejor se aproxima al comportamiento “real”, pudiendo modelar la estratigrafía del suelo, la variación de sus parámetros y visualizar la distribución de presiones en profundidad, entre otros aspectos.

2.2 MODELACIÓN DE LAS BASES

Es conveniente que la fundación sea modelada por elementos finitos sólidos, evitando utilizar elementos lámina, puesto que no permiten conocer adecuadamente la distribución interna de las tensiones, el comportamiento espacial de la fundación, etc. Es necesario recordar siempre que estos modelos sólo representan una aproximación para el hormigón estructural, el que no posee un comportamiento elástico para elevados niveles de esfuerzos.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 CÁLCULOS Y VERIFICACIONES BAJO CONDICIONES DE SERVICIO

3.1.1 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL SUELO

Para que se verifique la condición de esfuerzos admisibles en el suelo, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x} \quad (1)$$

Donde:

σ_{adm} = capacidad admisible del suelo.

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = esfuerzo máximo que le transmite la fundación al suelo considerando cargas de servicio.

Las bases de aerogeneradores se encuentran sometidas a elevados momentos flectores, lo que origina diagramas triangulares de presiones, que desaprovechan la superficie de apoyo sobre el suelo. Según la Guideline for Design of Wind Turbines, es posible calcular la capacidad resistente del suelo de una fundación circular en función del área efectiva A_{eff} de forma elíptica, según la Ecuación 2.

$$A_{eff} = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (2)$$

Donde:

e = excentricidad del centro de aplicación de cargas medida respecto del centro de la base

R = radio de la circunferencia de la base.

El eje mayor l_e y el menor b_e de la elipse se calculan con las Ecuaciones 3 y 4.

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b}{2R}\right)^2} \quad (3)$$

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \quad (4)$$

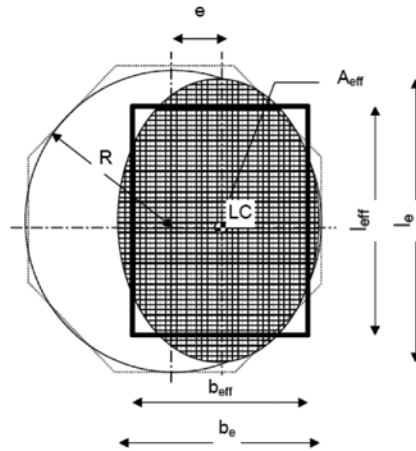


Fig. 10: Área efectiva para fundaciones circulares y octogonales (Guideline for Design of Wind Turbines).

El área efectiva puede ser representada por un rectángulo equivalente de las siguientes dimensiones:

$$l_{\text{eff}} = \sqrt{A_{\text{eff}} \cdot \frac{l_e}{b_e}} \quad (5)$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{l_{\text{eff}}}{l_e} \cdot b_e \quad (6)$$

En la Guideline for Design of Wind Turbines se establece que el diagrama de presiones tiene la misma forma para el caso de polígonos con doble simetría (octógonos, por ejemplo), si se los inscribe por dentro de la circunferencia equivalente (Fig. 10). También es posible calcular la presión sobre el suelo bajo la condición de un diagrama triangular según los lineamientos expuestos por Ortiz *et al*; 1989 (Fig. 11).

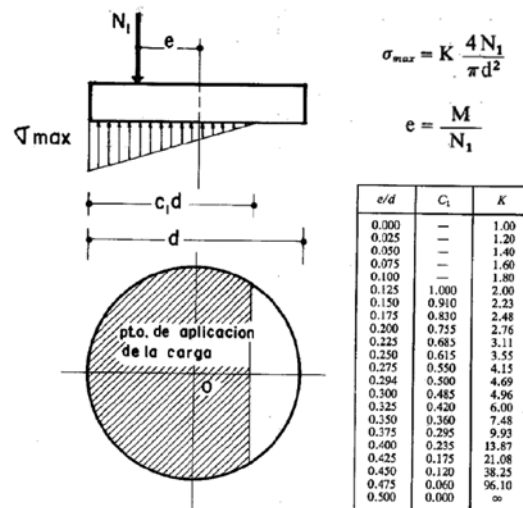


Fig. 3.18.

Fig. 3.19.—Valores de C₁ y K para valores e/d.

Fig. 11: Coeficientes para determinar la presión máxima sobre el suelo de una base circular y para una distribución triangular de presiones (Ortiz *et al*; 1989).

3.1.2 VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO

Para que se verifique el volcamiento de la fundación se debe cumplir la siguiente condición:

$$M_r \geq \gamma_v \cdot M_{ext} \quad (7)$$

Donde:

M_r = momento resistente al volcamiento generado por el peso propio de la estructura y del suelo de relleno.

M_{ext} = momento de volcamiento calculado al nivel inferior de la fundación.

γ_v = factor de seguridad al volcamiento. Considerando la envergadura de los esfuerzos e importancia de la fundación, se sugiere utilizar un valor de 2.

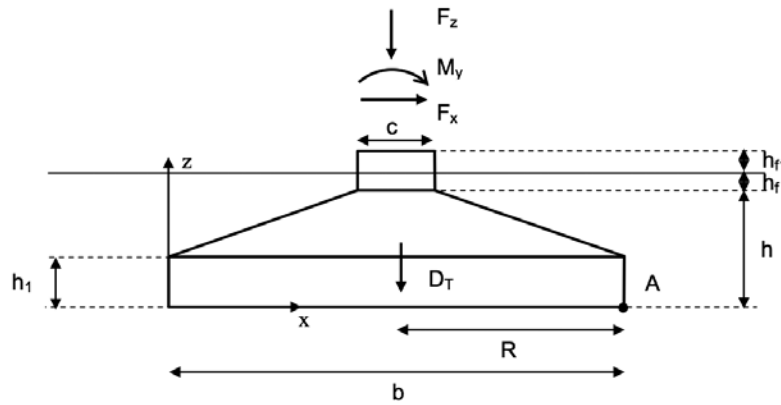


Fig. 12: Nomenclatura adoptada y esquema de una base tronco-cónica.

De acuerdo a los parámetros de la figura 12, se dedujeron las ecuaciones de M_r y M_{ext} respecto del punto A. El momento flector total externo M_{ext} resulta de la forma:

$$M_{ext} = M_y + F_x \cdot h_T \quad (8)$$

Con:

M_y = momento flector de servicio transmitido por el aerogenerador medido al nivel de la base del fuste.

F_x = fuerza horizontal de servicio transmitida por el aerogenerador medida al nivel de la base del fuste.

$h_T = h + h_f + h_{fi}$.

h = altura máxima (en caso de elegir una sección de espesor variable).

h_f = altura del fuste.

h_{fi} = altura del anillo respecto del fuste de hormigón.

$h + h_f$ = altura del suelo de relleno.

El momento resistente M_r se puede obtener de la ecuación (9):

$$M_r = (F_z + \delta \cdot D_T) \cdot R \quad (9)$$

Donde:

F_z = fuerza axial normal de servicio transmitida por el aerogenerador.

$D_T = D_c + D_s$.

$\delta = 0,9$. Es un coeficiente reductor del peso propio que contempla posibles variaciones en la estimación de D_c y en el peso del suelo de relleno D_s .

$R = b / 2$.

b = lado de la base.

Para el cálculo del peso propio D_c de una base de sección circular y del suelo D_s (descontando el fuste h_f), pueden utilizarse (Ecs. 10 y 11), que surgen de deducir el volumen de la estructura según la figura 12.

$$D_c = \gamma_c \left[\frac{\pi \cdot c^2}{4} (h + h_{f1} + h_f) + \frac{\pi(b^2 - c^2)}{4} \cdot h_1 + \frac{\pi(b^2 - c^2)}{4} \cdot \frac{(h - h_1)}{2} \right] \quad (10)$$

$$D_s = \gamma_s \left[\frac{\pi(b^2 - c^2)}{4} \cdot h_f + \frac{\pi(b^2 - c^2)}{4} \cdot \frac{(h - h_1)}{2} \right] \quad (11)$$

Con:

D_c = peso propio de la base, incluido el fuste.

D_s = peso propio del suelo de relleno, descontando el fuste.

γ_c = peso específico del hormigón.

γ_s = peso específico del suelo.

c = diámetro del fuste.

h_f = altura mínima o de talón.

3.1.3 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Para que se verifique la condición de servicio a deslizamiento de la fundación, se debe cumplir la siguiente condición:

$$F_{rd} \geq \gamma_d \cdot F_x \quad (12)$$

Con:

γ_d = coeficiente de seguridad al deslizamiento. Se sugiere utilizar un valor de 2 relacionado con la importancia de la estructura.

$$F_{rd} = \mu \cdot (\delta \cdot D_T + F_z) \quad (13)$$

Con:

$\mu = \tan(2/3 \cdot \phi)$ y constituye el coeficiente de fricción entre el suelo y la base de hormigón.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

A su vez, en Guidelines for Design of Wind Turbines se indica que las fundaciones sujetas a cargas horizontales deben verificar para condiciones drenadas la Ecuación 14.

$$F_x < A_{eff} \cdot c + F_z \cdot \tan \phi \quad (14)$$

Con:

c = coeficiente de cohesión del suelo.

Para condiciones no drenadas en arcillas, debe verificarse:

$$F_x < A_{eff} \cdot c_{ud} \quad (15)$$

Adicionalmente, debe constatarse:

$$\frac{F_x}{F_z} < 0,4 \quad (16)$$

3.1.4 VERIFICACIÓN A FISURACIÓN

En Guidelines for Design of Wind Turbines, es posible calcular el ancho de fisura w en mm (Ec. 17).

$$w = 5.10^{-5} \cdot \sigma_s \cdot \sqrt{a_w} \quad (17)$$

Con:

$$a_w = \frac{A_{cef}}{\sum d_w} \text{ en mm}$$

$\sum d_w$ = suma de los diámetros de barra en la zona traccionada en mm.

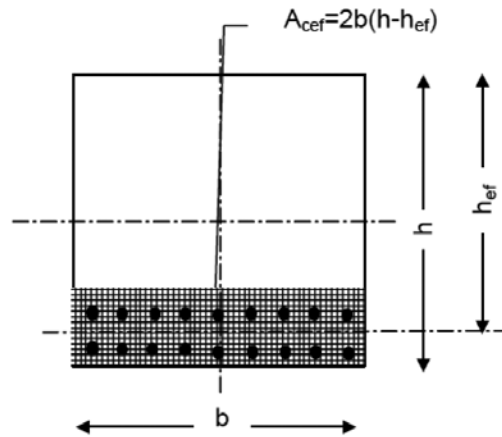


Fig. 13: Área activa sometida a tracción del hormigón para el cálculo a fisuración (Guidelines for Design of Wind Turbines).

σ_s = tensión sobre las armaduras en N/mm²

$$\sigma_{sm\acute{a}x} = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_{cm\acute{a}x} \quad (18)$$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{M}{\phi_b \cdot b \cdot h_{ef}^2} \quad (19)$$

Para el cálculo de las cargas externas, suele utilizarse el 60 % de las máximas cargas operativas de los aerogeneradores.

Los parámetros α , ϕ_b y γ se obtienen por iteraciones de:

$$\alpha \cdot \phi = \alpha \cdot \frac{A_s}{b \cdot h_{ef}}$$

$$\beta = \alpha \cdot \phi \left(\sqrt{\frac{2}{\alpha \cdot \phi} + 1} - 1 \right)$$

$$\phi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta)$$

$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta}$$

A_s = sección de armadura

M = momento flector de servicio en N.mm

El valor calculado de w debe estar comprendido en un intervalo de 0.2-0.3 mm. Para condiciones de exposición severas entre 0.1-0.2 mm.

3.1.5 VERIFICACIÓN A FATIGA DE LOS MATERIALES

El cálculo a fatiga de los materiales que componen el hormigón de las bases suele efectuarse mediante el Model Code CEB-FIP 90 (artículo 6.7.3). El procedimiento simplificado es aplicable a estructuras sometidas a no más de 10^8 ciclos. Los esfuerzos a considerar son los momentos no mayorados y generados por la acción del viento, el peso propio de la base y el peso del suelo.

Acero

Se verifican los requerimientos a fatiga si el intervalo de tensiones máximas calculadas, $\max \Delta \sigma_{ss}$, para una combinación frecuente de estados de carga satisface la Ecuación 20.

$$\gamma_{sd} \max \Delta \sigma_{ss} \leq \Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{s, fat} \quad (20)$$

Donde:

$\Delta \sigma_{Rsk}$ = resistencia característica a fatiga para 10^8 ciclos que surge de la Tabla 6.7.1 del Model Code CEB-FIP 90 (Tabla 1).

Tabla 1: Parámetros de las curvas de resistencia característica a fatiga para las armaduras en hormigón armado (adecuación de la Tabla 6.7.1 de la CEB-FIP Model Code 1990).

	N^*	Exponente de presión		$\Delta \sigma_{Rsk} \text{ (MPa)}^{(e)}$	
		k_1	k_2	A N^* ciclos	A 10^8 ciclos
Barras rectas y dobladas $D \geq 25\phi$					
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	10^6	5	9	210	125
$\phi > 16 \text{ mm}^{(a)}$	10^6	5	9	160	95
Barras dobladas $D < 25\phi^{(b)}$	10^6	5	9	— ^(c)	— ^(c)
Barras soldadas ^(b) , incluyendo soldadura por puntos y uniones a tope por conectores mecánicos	10^7	3	5	50	30
Ambientes marinos ^{(b),(d)}	10^7	3	5	65	40

(a) Los valores dados en esta fila representan la curva S-N para una barra de 40 mm; para diámetros entre 16 y 40 mm se permite efectuar una interpolación entre los valores de esta fila y aquellos que se encuentran por encima.

(b) La mayoría de estas curvas S-N intersectan la curva correspondiente a barra recta. En tales casos, la resistencia a fatiga de la barra recta es válida para números de ciclos menores que los que surgen del punto de intersección.

(c) Los valores son los que corresponden a la barra recta multiplicados por un factor de reducción ξ dependiente de la relación entre el diámetro del mandril D y el diámetro de la barra ϕ : $\xi = 0.35 + 0.026 D/\phi$.

(d) Válido para todas las relaciones D/ϕ y todos los diámetros ϕ .

- (e) En los casos en donde los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ calculados de la curva S-N superen el rango de tensiones $f_{yd}-\sigma_{min}$, el valor $f_{yd}-\sigma_{min}$ es válido.

Considerando los diámetros usuales utilizados en las bases de aerogeneradores eólicos y el número de ciclos, se utiliza comúnmente un valor de $\Delta\sigma_{Rsk}$ de 95 MPa. La verificación a fatiga debe efectuarse tanto para las armaduras a flexión como para las de punzonado.

Hormigón

No es necesario llevar a cabo un cálculo a fatiga más preciso si se verifican las Ecuaciones 21 y 23 para los esfuerzos de compresión $\sigma_{c,max}$ y de tracción $\sigma_{ct,max}$ bajo combinaciones frecuentes de estados de carga.

Compresión

$$\gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0.45 f_{cd,fat} \quad (21)$$

Donde:

η_c = factor promedio que considera el gradiente de esfuerzos.

$$\eta_c = \frac{1}{1.5 - 0.5 \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}} \quad (22)$$

con:

$|\sigma_{c1}|$ = el menor esfuerzo de compresión en valor absoluto medida a una distancia no mayor a 300 mm de la superficie sometida a combinaciones de carga frecuentes.

$|\sigma_{c2}|$ = el mayor esfuerzo de compresión en valor absoluto medida a una distancia no mayor a 300 mm de la superficie sometida a la misma combinación de estados de carga que $|\sigma_{c1}|$.

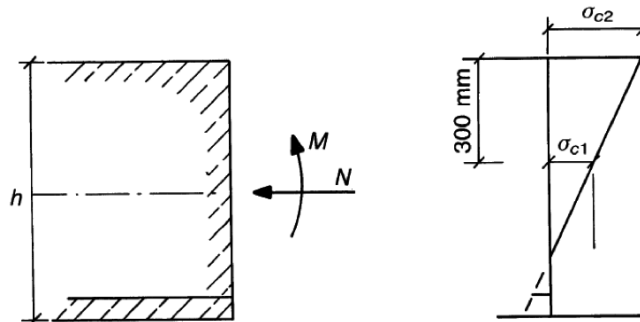


Fig. 14: Definición de los esfuerzos $|\sigma_{c1}|$ y $|\sigma_{c2}|$ (CEB-FIP Model Code 1990).

En general, teniendo en cuenta la altura total de las bases a las que se hace referencia, es posible simplificar el cálculo haciendo al coeficiente $\eta_c = 1$.

$$f_{cd,fat} = \frac{\left[0.85 \beta_{cc(t)} \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \right]}{\gamma_{c,fat}}$$

$$\beta_{cc(t)} \cong e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]}$$

s = coeficiente que depende del tipo de cemento. $s = 0.25$ para cementos normales.
 t = edad en días. Para considerar el caso más desfavorable $t \rightarrow \infty$.

Tracción

$$\gamma_{Sd} \sigma_{et,max} \eta_c \leq 0.33 f_{ctd,fat} \quad (23)$$

Con:

$$f_{ctd,fat} = f_{ctk} / \gamma_{cfat}$$

$$f_{ctk} = 0.39 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.1$$

$$\gamma_{c,fat} = 1.5$$

$$\gamma_{s,fat} = 1.15$$

Un aspecto importante es considerar que en los cálculos anteriores, la resistencia característica del hormigón según ACI 318 corresponde a un cuantil del 10 %, mientras el Model Code CEB-FIP 90 utiliza un cuantil del 5 % (Art. 2.1.3.2). Ello conlleva a ajustes en el valor a asignar a f_{ck} .

3.1.6 VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE LA BASE

La rigidez total de la fundación depende de la resistencia y características del suelo, así como de los elementos que la componen. La mayoría de los proveedores de aerogeneradores eólicos plantean requisitos mínimos en este sentido para las bases de hormigón armado, y en especial, de la componente rotacional. Su importancia radica en la respuesta estructural dinámica ante la acción del viento y los sismos. En Guidelines for Design of Wind Turbines se incluyen expresiones para la determinación de la rigidez estática de las bases que dependen principalmente del módulo de corte dinámico G , el coeficiente de Poisson ν , el radio de la fundación R y la profundidad H del/los estrato/s analizado/s. El procedimiento responde a cálculos estáticos, aproximándose a frecuencias de vibraciones nulas. La rigidez dinámica se aparta de este análisis para altas frecuencias de vibración. Sin embargo, el cálculo estático es representativo para fundaciones de aerogeneradores sometidos a cargas generadas por el viento. En zonas sísmicas, se suelen efectuar reducciones de los resultados.

3.2 CÁLCULOS Y VERIFICACIONES BAJO CONDICIONES ÚLTIMAS

3.2.1 CÁLCULO POR PUNZONADO

Según el Código ACI 318, la Ecuación 24 expresa la resistencia al punzonado (o corte en dos direcciones):

$$V_n = V_c + V_s \quad (24)$$

Donde debe cumplirse:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (25)$$

Con:

V_c = resistencia a corte desarrollada por el hormigón.

V_s = resistencia al corte desarrollada por la armadura de corte.

	En estrato sobre roca de fondo	En estrato sobre semiespacio
Modo de movimiento	Rigidez de la fundación	Rigidez de la fundación
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right)$	$K_v = \frac{4G_1 R}{1-\nu_1} \frac{1 + 1.28 \frac{R}{H}}{1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}; 1 \leq H/R \leq 5$
Horizontal	$K_H = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right)$	$K_H = \frac{8G_1 R}{1-\nu_1} \frac{1 + \frac{R}{2H}}{1 + \frac{R}{2H} \frac{G_1}{G_2}}; 1 \leq H/R \leq 4$
Rotación	$K_R = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right)$	$K_R = \frac{8G_1 R^3}{3(1-\nu_1)} \frac{1 + \frac{R}{6H}}{1 + \frac{R}{6H} \frac{G_1}{G_2}}; 0.75 \leq H/R \leq 2$
Torsión	$K_T = \frac{16GR^3}{3}$	No dado

Fig. 15: Expresiones para evaluar la rigidez de las bases circulares según el suelo de fundación (adecuación de la Tabla 8-5 de Guidelines for Design of Wind Turbines).

Rango de validez

$$D/R < 2$$

$$D/H < 1/2$$

Modo de movimiento	Rigidez de la fundación
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{2R}\right) \left(1 + (0.85 - 0.28 \frac{D}{R}) \frac{D}{H}\right)$
Horizontal	$K_H = \frac{8GR}{1-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H}\right)$
Rotación	$K_R = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right) \left(1 + 2 \frac{D}{R}\right) \left(1 + 0.7 \frac{D}{H}\right)$
Torsión	$K_T = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + \frac{8D}{3R}\right)$

Fig. 16: Expresiones para evaluar la rigidez de las bases circulares según el suelo de fundación (adecuación de la Tabla 8-5 de Guidelines for Design of Wind Turbines).

Es usual el armado con barras de armadura para absorber el punzonado como consecuencia de los valores de los esfuerzos transmitidos y de los propios generados. Bajo esta condición, la altura útil d a reemplazar en las ecuaciones anteriores corresponde a la distancia existente entre la brida inferior de ancho t del inserto metálico o de la jaula de pernos de radio R_{anillo} y la armadura colocada para tomar los esfuerzos de flexión.

$$\tau_{u \text{ máx, mín}} = \frac{1.6.F_z}{2.\pi.R_{\text{anillo}}.t} \pm \frac{1.6.M_y}{\pi.R_{\text{anillo}}^2.t} \quad (26)$$

$$V_{u \text{ máx, mín}} = \tau_u . 2.\pi.R_{\text{anillo}} . t \quad (27)$$

Se pueden usar barras en forma de horquillas o estribos de múltiples ramas. La armadura de corte y de punzonado, debe estar vinculada a la armadura longitudinal tanto en la parte superior como en la parte inferior. Los estribos deben estar adecuadamente anclados. El área de la armadura de corte, A_v , se calcula con la (Ec. 28) y es igual al área de la sección transversal de todas las ramas de armadura.

$$A_v = \frac{V_s.s}{f_v.d} \quad (28)$$

Donde:

s = separación entre dos líneas consecutivas de estribos u horquillas.

La primera línea de estribos alrededor del fuste del aerogenerador se debe colocar a una distancia no mayor que $d/2$ medida a partir de la cara del fuste. La separación entre líneas sucesivas de armadura de corte alrededor del fuste no debe ser mayor que $d/2$ y se puede terminar cuando se verifica la Ecuación 26.

$$V_u \leq \phi . \frac{1}{6} . \sqrt{f'_c} . b_0 . d \quad (29)$$

Cuando se utiliza armadura de corte, la resistencia proporcionada por el hormigón V_c , no debe ser mayor que $V_c \leq \frac{1}{6} . \sqrt{f'_c} . b_0 . d$ y la resistencia nominal al corte, V_n está limitada a $V_n \leq \frac{1}{2} . \sqrt{f'_c} . b_0 . d$.

3.2.2 CÁLCULO A CORTE

Es habitual que luego de la armadura de punzonado adyacente al núcleo de la base, se prosiga con armadura de corte. Tal disposición dependerá de la altura de la base (rigidez), para cuando sea variable con el diámetro. Las piezas sometidas a corte deben verificar la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi . V_n = \phi . (V_c + V_s) \quad (30)$$

V_u : resistencia requerida calculada con cargas mayoradas.

V_n : resistencia nominal de cada sección.

$\phi = 0.75$ (coeficiente de reducción de acuerdo al tipo de rotura).

V_c es la resistencia a corte aportada por el hormigón, que para bases de espesor constante tiene la forma de la Ecuación 31.

$$V_c = \frac{1}{6} . \sqrt{f'_c} . b_w . d \quad (31)$$

V_s es resistencia a corte aportada por el acero:

$$V_s = \frac{A_v . f_v . d}{s} \quad (32)$$

El esfuerzo absorbido por la armadura debe estar limitado por la Ecuación 33 para evitar la rotura de las bielas comprimidas del hormigón.

$$V_s \leq 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (33)$$

La separación máxima de los estribos es:

$$\text{Si } V_s \leq 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, s \leq \begin{cases} d/2 \\ 40\text{cm} \end{cases} \quad \text{Si } V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, s \leq \begin{cases} d/4 \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

La cuantía mínima de estribos de corte resulta de las Ecuaciones 34 y 35.

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_y} \quad (34)$$

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.33 \frac{b_w}{f_y} \quad (35)$$

3.2.3 CÁLCULO A FLEXIÓN

La flexión en una base para aerogeneradores debe analizarse tanto para la superficie inferior como la superior. El armado de la cara inferior de la fundación se obtiene a partir del momento flector último generado por el diagrama de presiones y la acción estabilizadora minorada del peso propio del hormigón y del suelo por sobre ella ($D_c + D_s$) (36). Para el caso de secciones de altura variable, es posible optimizar el uso de acero considerando distintas secciones de cálculo, con variación de la altura útil y de los esfuerzos externos.

$$U = 1.6 H - 0.9 (D_c + D_s) \quad (36)$$

El armado de la porción superior de la base toma en cuenta la separación del suelo a causa de las excentricidades que se presentan por el momento externo. Debido a esa separación, el peso propio del hormigón y del suelo ($D_c + D_s$) genera un momento flector último que tracciona la porción superior de ese “voladizo”.

$$U = 1.4 \cdot (D_c + D_s) \quad (37)$$

El cálculo a flexión según el Código ACI 318 puede ser desarrollado mediante las siguientes expresiones, en las cuales y para bases de altura variable, debe analizarse el valor dado al ancho b_w y la altura útil d :

$$M_n = M_u / \phi \text{ con } \phi = 0.9 \text{ para secciones controladas por tracción.} \quad (38)$$

$$m_n = M_n / (0.85 f'_c \cdot b_w \cdot d^2) \quad (39)$$

$$K_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} \quad (40)$$

$$A_s = 0.85 f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot d / f_y \quad (41)$$

Para la verificación de la cuantía mínima el artículo 7.12 del Código ACI 318 establece un valor de 0.18 %, mientras que Guidelines for Design of Wind Turbines indica valores entre 0.25 % y 0.50 %, para evitar fisuras por contracción y temperatura. En estas estructuras con importantes volúmenes de hormigón, las diferencias de temperatura pueden originarse en el calor de hidratación y las variaciones de la velocidad de disipación. El hormigón del elemento cercano a la superficie tiene la posibilidad de disipar calor con mayor facilidad que el hormigón interior de la masa, y en poco tiempo alcanza la temperatura del aire. Por su parte, la zona interior del hormigón tarda varios días en uniformar su temperatura con el medio ambiente, en general, y en función de la clase y contenido de cemento, en un plazo de 4 a 6 días. En estos casos se realizan

programas de hormigonado que especifican, entre otras cosas, las alturas máximas de “tongadas” (o capas de hormigón colocadas en una etapa) y los tiempos mínimos de llenado de las mismas. En ocasiones se dejan serpentinas en el interior de la masa y por ellas se hace circular agua para regular la elevación de la temperatura. Para las bases con espesores mayores a 2.5 m, es recomendable el hormigonado en tongadas, disponiendo en la cara superior de la primer tongada una armadura en forma de malla con una cuantía $A_{sx}=A_{sy} \geq 0,0018 \cdot b_w \cdot h^*$, con h^* la altura de la capa tongada del hormigón.

Para la ubicación de las secciones críticas correspondientes a momentos, corte y longitud de anclaje de la armadura en las bases, el Código ACI 318 establece (artículo 15.3) que “Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortantes, y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área”. A partir de ello, es sencillo deducir que las columnas o pedestales de hormigón con sección transversal circular de diámetro b o con forma de polígono regular, como elementos de sección cuadrada de igual área de lado c , es decir:

$$\frac{\pi \cdot b^2}{4} = c^2 \quad \Rightarrow \quad c = \sqrt{\frac{\pi}{4}} \cdot b \quad \Rightarrow \quad c = 0.886 \cdot b \quad (42)$$

Sin embargo, estos casos no corresponden al de una columna de hormigón, por lo que para determinar la forma de la sección equivalente y la posición de los planos de falla a flexión, corte y punzonado deberá aplicarse un criterio más conservador que el aquí expuesto. Esta afirmación se basa en la diferencia de rigideces entre el fuste metálico del aerogenerador y la base de hormigón armado.

4. CONSTRUCCIÓN

4.1 MATERIALES COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO

4.1.1 HORMIGÓN

En varias ocasiones es necesario el uso de cementos puzolánicos como medida de protección a la agresividad de los áridos. En estos casos es importante definir adecuadamente las curvas de evolución de resistencias. Esto es a los efectos de conocer los momentos para los cuales se pueden transferir las cargas a la fundación, sea por el propio aerogenerador, como las que surgen del proceso constructivo (peso propio del suelo, compactación, montaje, etc.). En el hormigonado del hormigón de limpieza es importante verificar los espesores y niveles de terminación para lograr superficies uniformes de contacto de la base con el suelo y cumplir las tolerancias de los insertos metálicos.

4.1.2 ARMADURAS

En el proceso de armado de las bases debe verificarse entre otros aspectos:

- Recubrimientos mínimos inferiores y laterales.
- Separaciones entre barras, ya que por debajo de los insertos metálicos existe una alta densidad de armaduras. Debe buscarse que exista una separación mínima para que el hormigón pueda embeber toda la armadura.
- En caso de bases de sección y armado circular, debe verificarse que no se solapen los empalmes de anillos consecutivos.
- Evitar que las armaduras colocadas en adyacencias al inserto no tomen contacto con él.
- Verificar el correcto atado de las armaduras, en especial el de las de punzonado por su disposición y forma.
- Colocar armaduras superiores de vinculación dispuestas en forma de cruz para evitar desplazamientos relativos de las restantes durante las tareas de inspección y hormigonado.

4.2 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

Para afectar lo menos posible el comportamiento estructural, generalmente el colado de este tipo de bases se realiza en una sola etapa. Puesto que se trata de grandes volúmenes de hormigón, es necesario llevar un estricto control de las temperaturas. Para el control de la temperatura del hormigón es recomendable colocar un mínimo de 2 termopares en la base, uno cercano a la superficie (alrededor de 0.2 m) y del borde lateral (en el orden de los 0.50 m); y el otro a 1.50 metros de la superficie y a aproximadamente 3 metros del lateral. Estos valores pueden requerir modificaciones según

las dimensiones totales de la base. Los termopares deben ser fijados a la armadura vertical para evitar que los mismos sean desplazados o doblados durante el colado y la compactación del hormigón. El proceso de hormigonado debe desarrollarse de forma continua y en una sola operación hasta completar el volumen de la base. El hormigón puede ser colado en capas de 0.50 metros de espesor máximo. El inicio del vertido del hormigón de la primera capa debe comenzar en el centro de la base conformando un cono de descarga que se expanda hasta completar una altura de 0.50 metros. La altura de colado del hormigón no debe superar 1.50 metros de altura por gravedad. Durante la primera etapa debe buscarse que el hormigón vertido desde el centro penetre en primer lugar por debajo de las armaduras inferiores de la zona central de la base hasta recubrirlas completamente, asegurando de esta manera que no queden oquedades debajo del inserto metálico. Completada esta tarea se continúa con la tarea de hormigonado en forma circunferencial y con un sentido de avance radial desde el centro hacia los laterales. Una vez terminada esta primera etapa, se procede de igual manera con las etapas siguientes hasta el hormigonado total.



Fig. 17: Armado circunferencial de una base tronco-cónica.

Respecto del asentamiento, es común un valor de 16 cm bajo ensayo de Cono de Abrams, con incorporación de aditivos fluidificantes por el uso de los equipos de bombeo. Sin embargo, la primera etapa de colado del hormigón se emplean asentamientos máximos de 18 cm para lograr un buen hormigonado en la zona inferior ante el alto grado de congestión de armaduras, y un mínimo de 14 cm en la etapa final y por fuera del inserto metálico.

5. ANÁLISIS DE LA GEOMETRÍA Y SU INCIDENCIA EN LAS VARIABLES DE DISEÑO

5.1 METODOLOGÍA

A partir de las expresiones de cálculo y los aspectos indicados en los párrafos precedentes, se efectuó el análisis de sensibilidad de los principales parámetros que definen el diseño de una fundación de hormigón armado de un aerogenerador. A modo de ejemplo, se anexan los valores de una base circular de sección tronco-cónica para un aerogenerador de 1.8 MW, a la cual se han variado b , h , h_r , h_{fl} y h_1 . Para el cálculo a flexión se ha utilizado un procedimiento aproximado a los efectos de poder cuantificar la mayor cantidad de variables intervinientes.

Propiedades de la base

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$c = 4.18 \text{ m}$$

$$\gamma_{H^o} = 24.00 \text{ KN/m}^3$$

Esfuerzos transmitidos por el aerogenerador

Radio del anillo = 2.09 m
 Altura del anillo = 2.30 m
 $M_{\text{aerogenerador}} = 50600 \text{ KNm}$

Ancho de la virola = 0.33 m
 $N_{\text{aerogenerador}} = 2457 \text{ KN}$
 $V_{\text{aerogenerador}} = 712 \text{ KN}$

Propiedades del suelo

$\gamma_s = 16.00 \text{ KN/m}^3$
 $\nu = 0.20$

$\phi = 30^\circ$

$G = 80 \text{ MPa}$
 $H_{\text{(espesor del estrato blando)}} = 15.90 \text{ m}$



Fig. 18: Proceso de hormigonado de una base para aerogenerador.

Adicionalmente, se efectuó la modelación de una base tronco-cónica, una octogonal y otra rectangular, a los efectos de comparar la distribución de tensiones en cada una. Para ello, se aplicaron las cargas transferidas por el aerogenerador seleccionado a un modelo de elementos finitos sólidos (Fig. 19), con las características del hormigón señaladas anteriormente. El momento flector se descompuso en un sistema de vectores considerando la incidencia del viento desde una dirección predominante (Fig. 20). El suelo ha sido modelado mediante un sistema de resortes areales con un coeficiente de balasto de 1 kg / cm^3 y se ha impedido el desplazamiento horizontal de los nudos perimetrales. El fuste no se ha modelado considerando que el mismo posee una gran masa y se comporta de manera rígida.

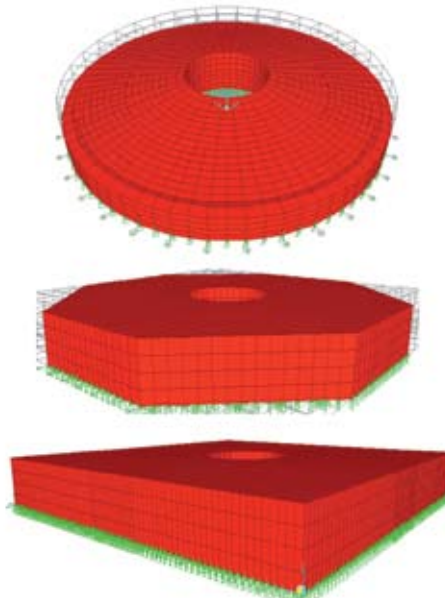


Fig. 19: Modelos utilizados para las fundaciones.

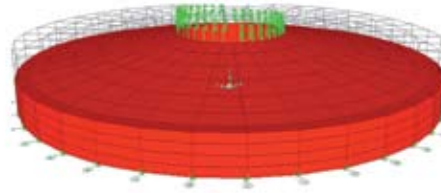


Fig. 20: Ejemplo del sistema de cargas aplicado.

Finalmente, y a los efectos de establecer comparaciones en la incidencia del consumo de materiales para establecer criterios de diseño, razones constructivas y económicas, se aplicaron métodos aproximados de cálculo para obtener el consumo materiales y encofrados. Según la geometría de las bases, se adecuó la metodología expuesta para una base de sección rectangular y se aplicaron las expresiones detalladas precedentemente a una de sección tronco-cónica. Con el objeto de evaluar de forma equivalente a ambas fundaciones, se buscaron dimensiones en planta que generaran similares presiones máximas sobre el suelo. Los esfuerzos aplicados correspondieron al del generador empleado en los cálculos previos. Respecto de la sección rectangular, se mantuvo su altura constante lo que resulta una práctica constructiva habitual para este tipo de fundaciones. Asimismo, se recopilaron rendimientos de mano de obra en el armado de ambas tipologías. Para lograr una comparación adecuada entre las bases rectangulares y las tronco-cónicas, se evaluaron tiempos de firmas constructoras de capacidad equivalente y en ambientes de trabajo similares.

5.2 RESULTADOS

De los modelos de elementos finitos sólidos, se obtuvieron los siguientes resultados respecto de los máximos esfuerzos internos debidos únicamente a la acción del momento flector transmitido por el aerogenerador.

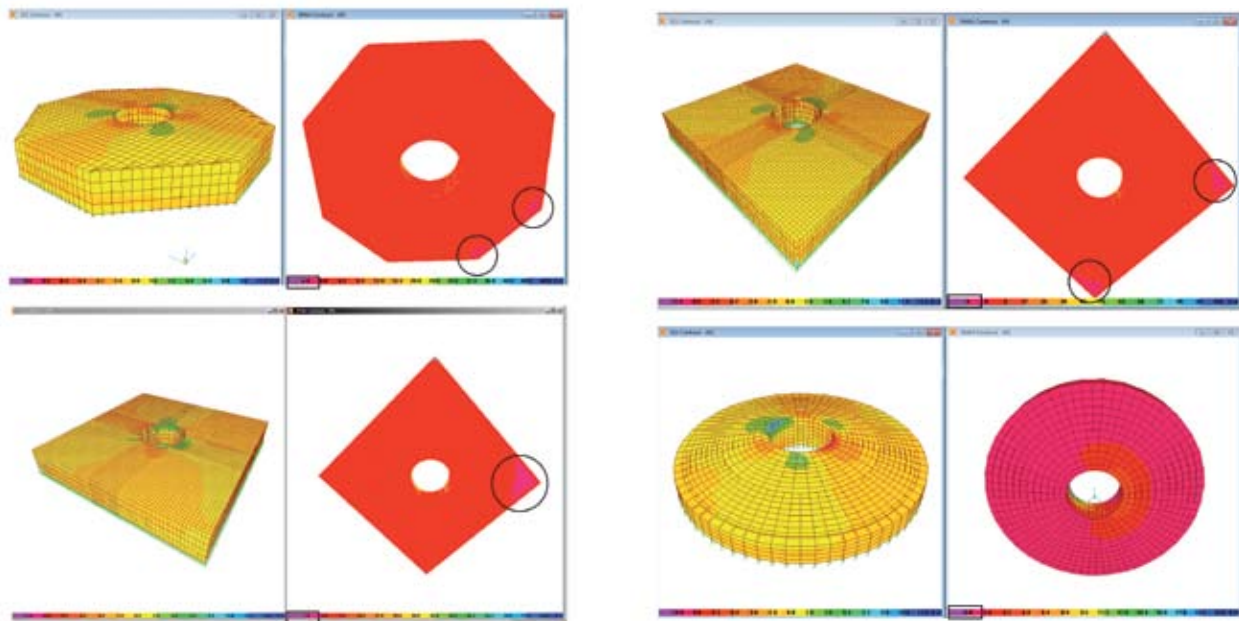
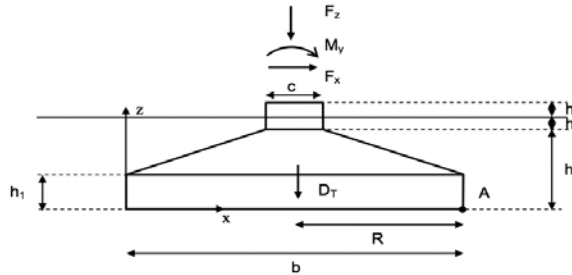


Fig. 21: Distribución de esfuerzos (izq.) y esfuerzos principales máximos (der.) en bases de aerogeneradores según su geometría y bajo acción del viento.

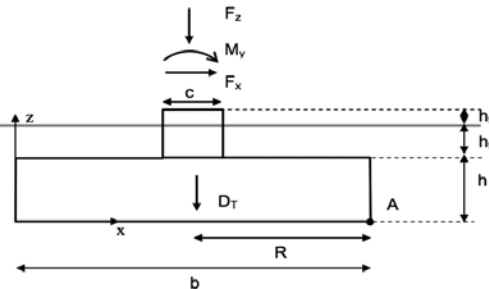
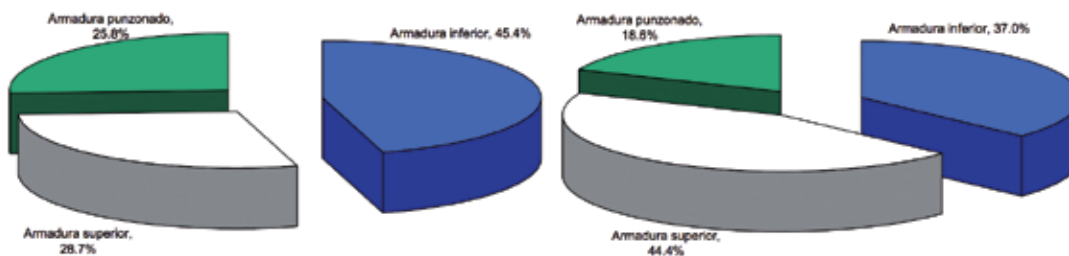
Los resultados obtenidos de la comparación de consumo de materiales para una fundación de sección rectangular y otra de sección tronco-cónica se exponen en la Tabla 2 y en la Tabla 3. Ambas corresponden a un mismo generador y a secciones equivalentes (similar presión transmitida al suelo). No se ha incluido en la fundación rectangular la armadura local adicional producto de la concentración de tensiones, lo que conlleva a incrementar las diferencias indicadas.

Tabla 2: Resultados de incidencia de materiales y encofrados para una base de sección tronco-cónica.

Características de la fundación	b	Volumen de hormigón	Cantidad total de acero	Encofrado	$P_r \text{ máx}$
Hormigón = 35 MPa $h = 2.30 \text{ m}$ $h_f = 0.20 \text{ m}$ $h_{f1} = 0.55 \text{ m}$ $h_1 = 1.25 \text{ m}$ $c = 4.18 \text{ m}$ $N_{\text{molino}} = 2457 \text{ KN}$ $M_{\text{molino}} = 50600 \text{ KNm}$ $V_{\text{molino}} = 712 \text{ KN}$ $\gamma_{HP} = 24.00 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_s = 16.00 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 30$ $G = 80 \text{ MPa}$ $\nu = 0.20$ $H_{\text{(espesor estrato blando)}} = 15.90 \text{ m}$ Radio del anillo = 2.09 m Ancho de la virola = 0.33 m Altura del anillo = 2.30 m	17.00 m	420.39 m ³	38115.00 kg	66.76 m ²	186.03 KN/m ²
	19.00 m	520.76 m ³	43335.60 kg	74.61 m ²	143.43 KN/m ²
	20.00 m	575.13 m ³	46477.20 kg	78.54 m ²	129.91 KN/m ²

**Tabla 3: Resultados de incidencia de materiales y encofrados para una base de sección rectangular.**

Características de la fundación	b	Volumen de hormigón	Cantidad total de acero	Encofrado	$P_r \text{ máx}$
Hormigón = 35 MPa $h = 1.80 \text{ m}$ $h_f = 0.70 \text{ m}$ $h_{f1} = 0.55 \text{ m}$ $h_1 = 1.25 \text{ m}$ $c = 4.18 \text{ m}$ $N_{\text{molino}} = 2457 \text{ KN}$ $M_{\text{molino}} = 50600 \text{ KNm}$ $V_{\text{molino}} = 712 \text{ KN}$ $\gamma_{HP} = 24.00 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_s = 16.00 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 30$ $G = 80 \text{ MPa}$ $\nu = 0.20$ $H_{\text{(espesor estrato blando)}} = 15.90 \text{ m}$ Radio del anillo = 2.09 m Ancho de la virola = 0.33 m Altura del anillo = 2.30 m	14.50 m	395.60 m ³	57010.80 kg	104.40 m ²	181.55 KN/m ²
	16.00 m	477.95 m ³	60429.60 kg	115.20 m ²	142.02 KN/m ²
	17.00 m	537.35 m ³	63940.80 kg	122.40 m ²	127.16 KN/m ²

**Fig. 22: Distribución promedio de los componentes de armado en bases tronco-cónicas (izq.) y rectangulares (der.).**

Del procedimiento de cálculo aproximado, se lograron obtener las siguientes gráficas para evaluar las principales variables de estudio de una fundación tronco-cónica.

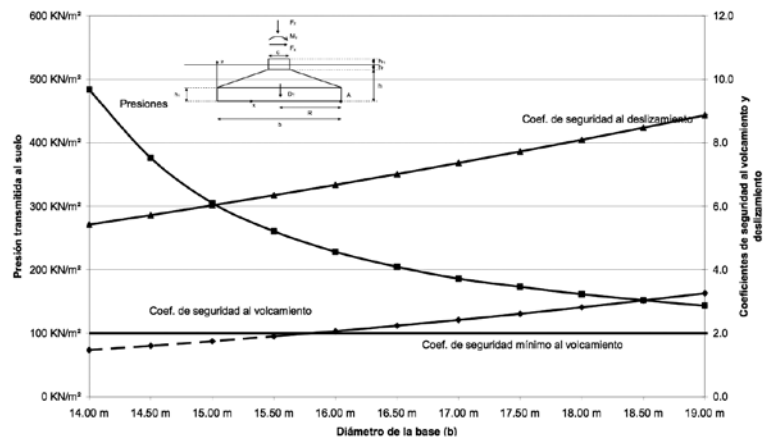


Fig. 23: Presiones y estabilidad de una base tronco-cónica de 2.3 m de altura.

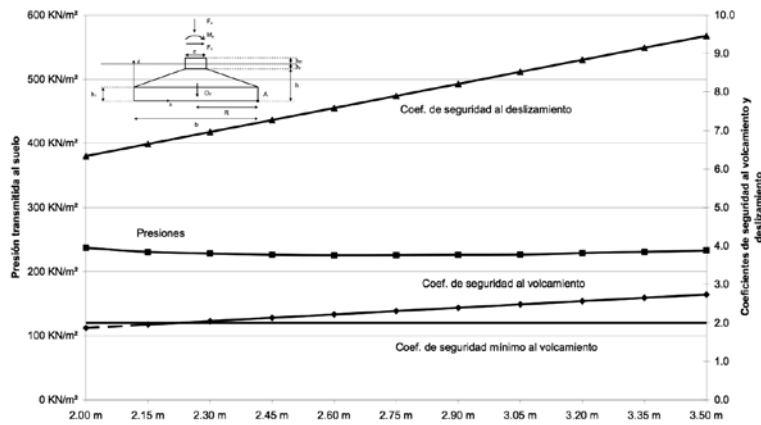


Fig. 24: Presiones y estabilidad de una base tronco-cónica de 16 m de diámetro.

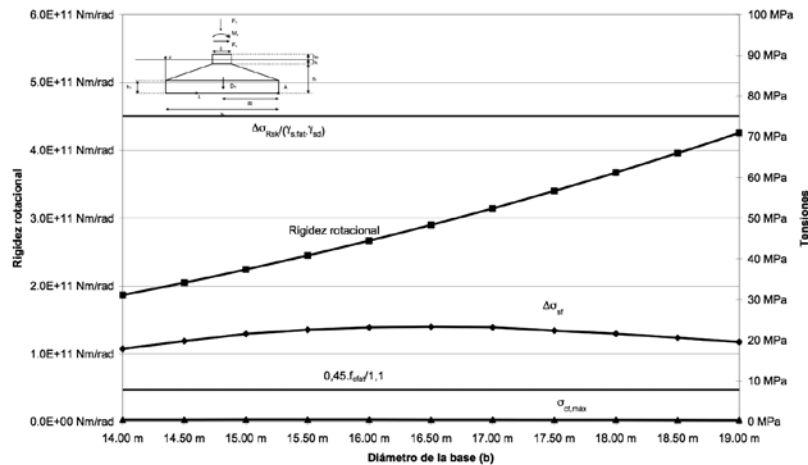


Fig. 25: Rigidez rotacional y tensiones de fatiga de una base tronco-cónica de 2.3 m de altura.

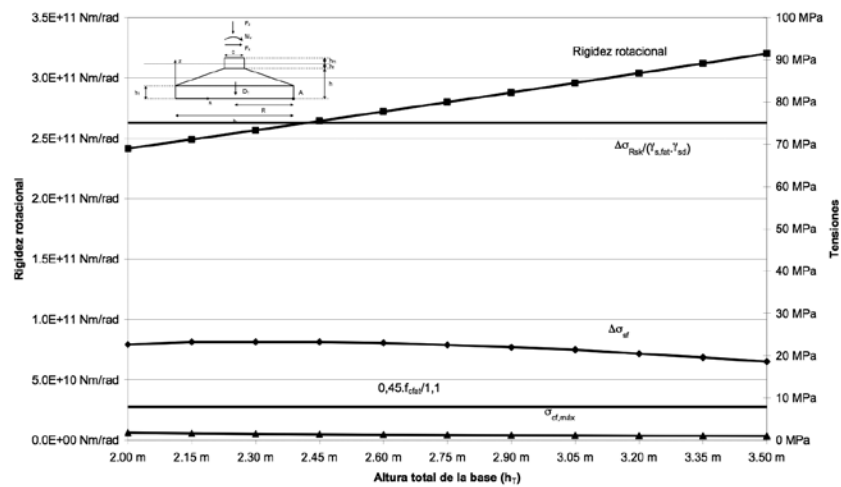


Fig. 26: Rigidez rotacional de una base tronco-cónica de 16 m de diámetro.

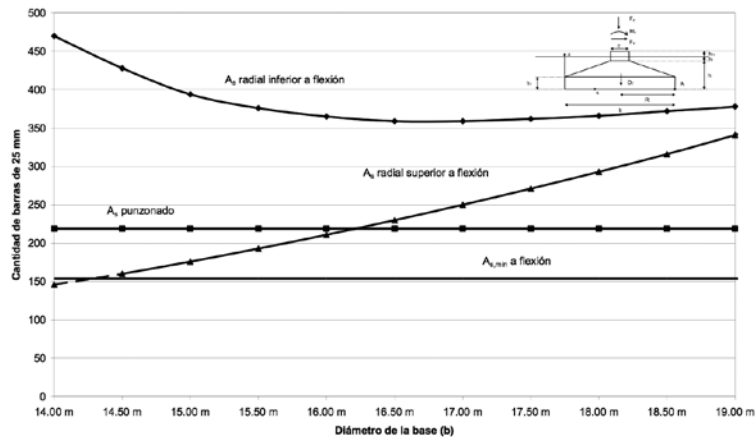


Fig. 27: Armadura radial inferior, superior y de punzonado ($h = 2.3$ m).

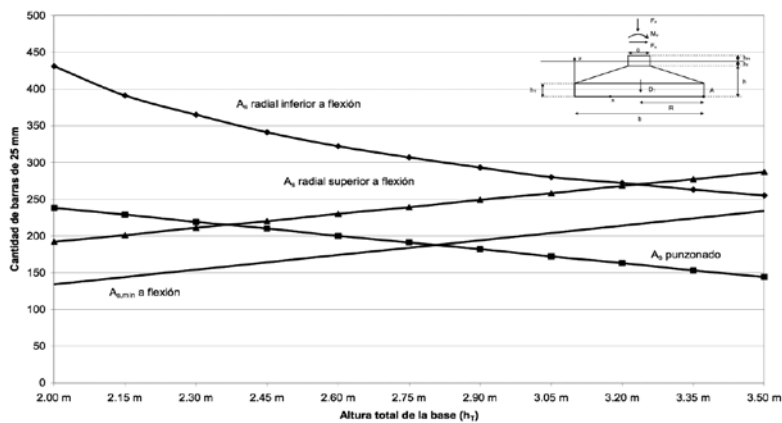


Fig. 28: Armadura radial inferior, superior y de punzonado ($b = 16$ m).

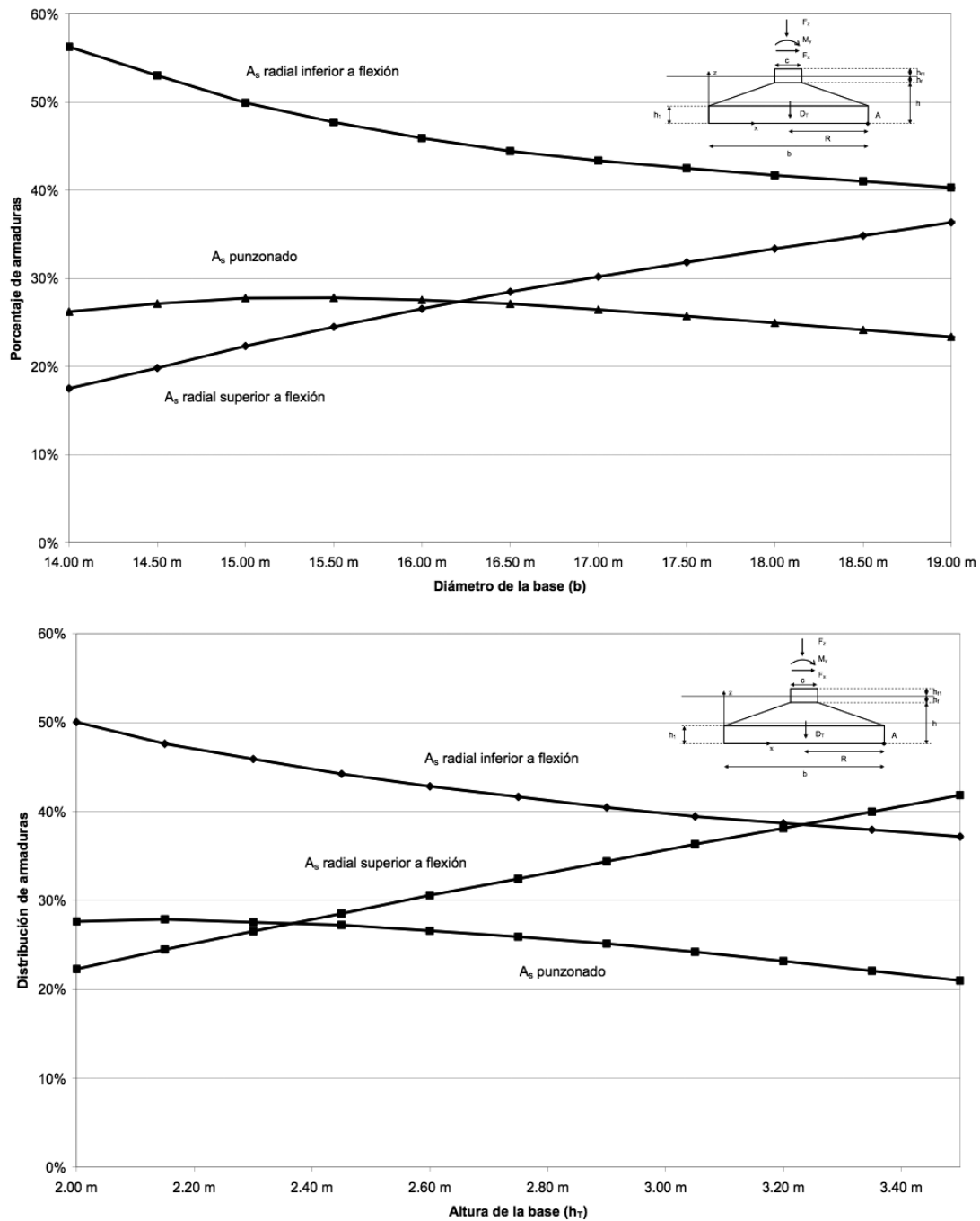


Fig. 29: Composición porcentual de armaduras según el diámetro y altura de una base tronco-cónica.

Siguiendo las recomendaciones del apartado 3.1.4, se procedió a analizar el ancho de fisura probable según los esfuerzos sobre las armaduras inferiores para un momento equivalente al del 60 % de las máximas cargas operativas del aerogenerador seleccionado. Los resultados se graficaron variando el diámetro de la fundación iterando los valores de los parámetros α , ϕ_b y γ .

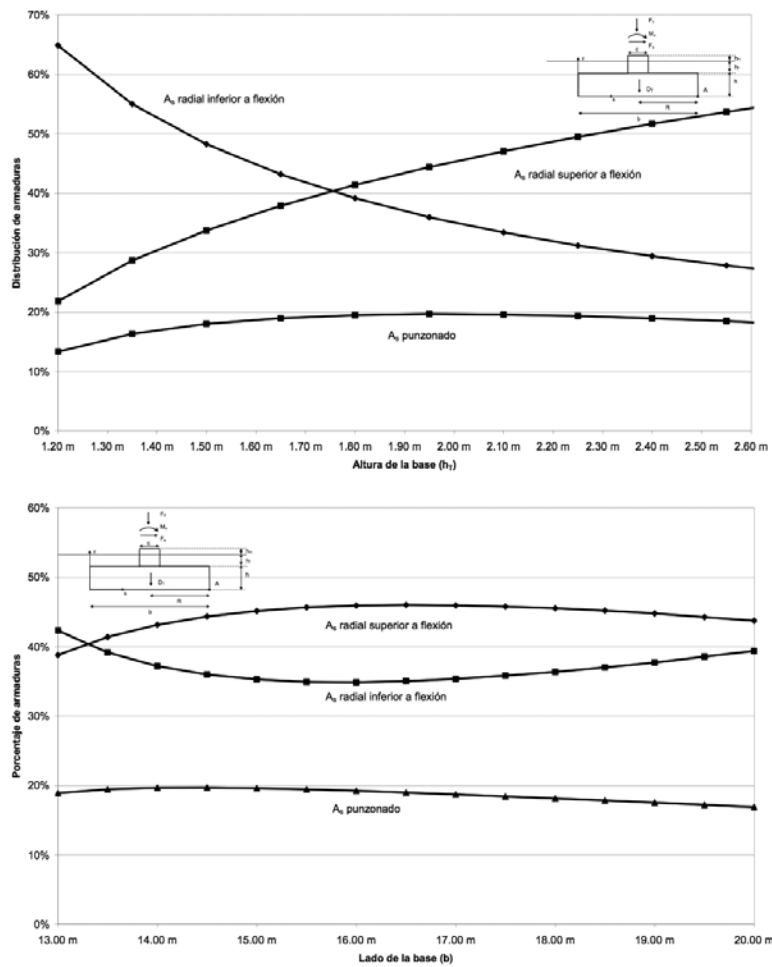


Fig. 30: Composición porcentual de armaduras según el diámetro y altura de una base rectangular.

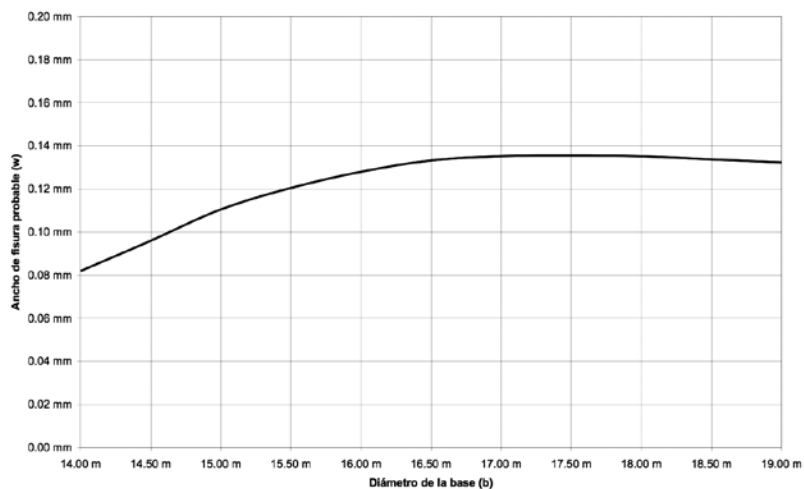


Fig. 31: Anchos de fisura probables según el diámetro de la fundación trono-cónica.

Para evaluar la incidencia de la mano de obra en el armado de las fundaciones, se agruparon las actividades en doblado, transporte y descarga y armado de forma porcentual comparativa. Los resultados se indican en la Fig. 32.

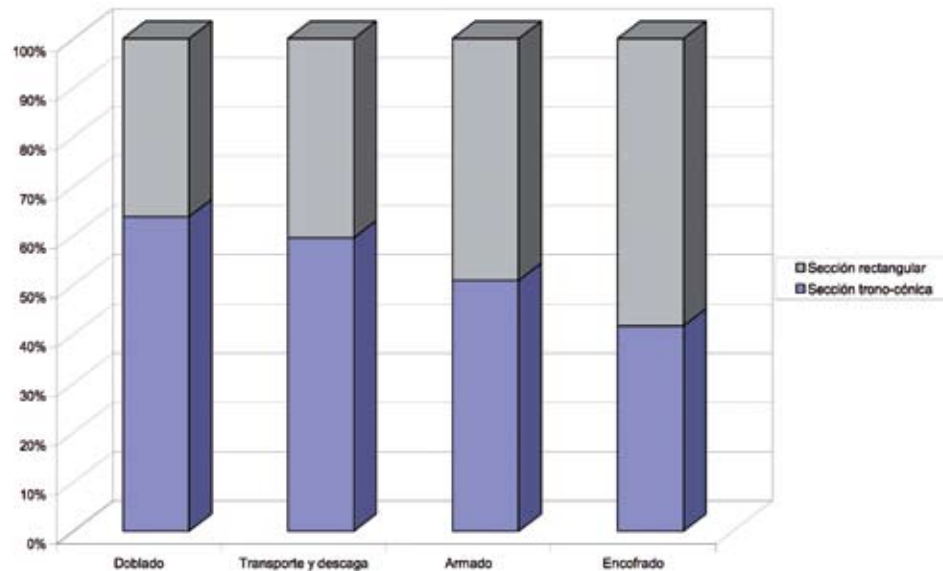


Fig. 32: Comparación porcentual del tiempo empleado en las tareas de armado y encofrado de las bases rectangulares y tronco-cónicas.

6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

La presencia de grandes momentos flectores se traduce en importantes excentricidades que desaprovechan en gran medida la superficie de la base y, según la geometría seleccionada, generan concentración de esfuerzos. De la comparación de las modelaciones con elementos finitos, se verificó este fenómeno con el aerogenerador seleccionado en las bases de sección rectangular con un orden de magnitud de 2 a 2.5 veces el observado en las de sección octogonal (según los resultados de la Fig. 21). Estos esfuerzos se encontraron localizados en las esquinas de cada modelo y como es de prever, en la zona a sotavento. La magnitud varía según la dirección de incidencia del viento sobre el aerogenerador y sobre la base. La concentración de tensiones prácticamente desaparece en las secciones tronco-cónicas considerando la mejor distribución de los esfuerzos. Ello conlleva a un cumplimiento de los criterios de diseño en este tipo de fundaciones.

Respecto del consumo de materiales, se elaboró la Tabla 2 y la Tabla 3 que arrojan valores para fundaciones equivalentes. La Tabla 4 cuenta con un análisis de los resultados, con una leve diferencia en favor de las bases rectangulares en relación al hormigón requerido (del 5 al 10 %), mientras que existe menos consumo de acero y de encofrado en las bases tronco-cónicas, con diferencias que se aproximan al 50 %. Este hecho se traduce en una economía en favor de esta última alternativa.

Tabla 4: Comparación de la incidencia de materiales y encofrados de una base de sección rectangular respecto de una de sección tronco-cónica.

Diferencia de volumen de hormigón	Diferencia de acero	Diferencia de encofrado
-5.90%	49.58%	56.38%
-8.22%	39.45%	54.40%
-6.57%	37.57%	55.84%

Para lograr dimensiones óptimas de las fundaciones es necesario efectuar un análisis de sensibilidad de los principales parámetros que las definen, como lo es la altura y las dimensiones en planta. Para este análisis es conveniente recurrir a aproximaciones que resultan aceptables respecto de los modelos más complejos. En base al método aproximado expuesto en esta publicación se ha obtenido una serie de figuras de las que se observan los siguientes resultados.

La armadura inferior es el principal componente de acero estructural de la base circular, con una proporción promedio del 45 %, mientras que la superior lo hace con el 30 % y la de punzonado con el 25 % (Fig. 22) y según surge de la intersección de las curvas (Fig. 28). Estas proporciones varían según las variantes efectuadas en las dimensiones de la estructura analizada.

El menor consumo de armadura inferior conlleva a incrementos en los valores tensionales $\Delta\sigma_{sf}$, lo que se traduce en un comportamiento desfavorable del acero a fatiga (Fig. 25 y Fig. 26). De manera similar ocurre con la fisuración (Fig. 31), donde los máximos anchos de fisura se obtienen para las dimensiones óptimas de armado. En las bases cuadradas, se incrementa la incidencia de la armadura superior cuanto mayor es el lado b a causa del peso propio. Este valor puede llegar al 40 % del total de la armadura. El análisis indicado permite extraer conclusiones para cada alternativa respecto de los tiempos de doblado, armado y ejecución, así como de la economía de mano de obra y materiales.

De la figura 23 a la figura 28, se puede observar que la base tronco-cónica óptima para el aerogenerador seleccionado corresponde a una con un diámetro b entre 16 y 16.50 m y una altura h entre 2.3 y 2.4 m. Esta combinación es la que mejor se comporta bajo condiciones últimas (Fig. 29), y verifica asimismo los estados límites de servicio.

El criterio de rigidez rotacional de las bases analizadas verifica para la mayoría de los requerimientos de los proveedores de aerogeneradores, los cuales suelen imponer un valor del orden de 3 a $4 \cdot 10^{10}$ N.m/rad. Esto es válido para un suelo con las características indicadas en el inciso 5.1, que reúne un conjunto de propiedades mínimas y razonables para estructuras de este porte.

Como puede observarse en la figura 32, las bases tronco-cónicas generan mayor dificultad en el doblado y armado de las barras de armadura, con mayor porcentaje de horas trabajadas por tonelada de acero (cerca del 60 % respecto de la rectangular). Para el encofrado, la relación se invierte, con un 40 % del total de horas trabajadas por metro cuadrado de ambas bases.

La presión transmitida al suelo de la base se reduce inicialmente con el incremento de la altura a causa del efecto favorable de la reducción de excentricidad que esto provoca. Sin embargo, el comportamiento se invierte a causa del aumento del momento flector que esta carga genera.

7. CONCLUSIONES

A partir del análisis de los resultados obtenidos en un aerogenerador tipo sobre una base de sección tronco-cónica y otra rectangular, así como de la modelación por elementos finitos y de los rendimientos de mano de obra, se pueden concluir los siguientes aspectos:

- La geometría óptima de una base para aerogeneradores resulta la tronco-cónica de acuerdo a los cambios de dirección generados por los esfuerzos transmitidos por la superestructura. Las restantes geometrías producen concentración de tensiones de distinta magnitud en las esquinas que deben ser evaluadas y absorbidas por armaduras adicionales.
- Una alternativa a la ejecución de la fundación tronco-cónica es la octogonal, aproximando con ocho lados la circunferencia inscrita equivalente. Tal alternativa presenta una simplificación en el armado y encofrado, aunque mantiene el comportamiento de concentración de esfuerzos en las esquinas.
- No es aconsejable el uso de la sección rectangular por la existencia en las esquinas de concentración de esfuerzos. El valor de los mismos puede llegar a ser de 2 a 2.5 veces superiores a aquellos obtenidos en bases octogonales. Si bien se puede lograr una reducción del consumo de hormigón (entre el 5 y el 10 %), requiere hasta un 50 % más de armadura y más de dicho valor en superficies de encofrado, respecto de las tronco-cónicas.
- Con el incremento de la altura de la base, las presiones transmitidas al suelo alcanzan un mínimo cuando el peso propio de la fundación reduce la excentricidad generada por el momento flector externo. Para mayores valores de altura, la tendencia se invierte ya que el peso propio incrementa las presiones máximas en mayor proporción al de la

reducción de la excentricidad. Sin embargo, no se manifiesta como una variable que modifique en gran proporción el comportamiento de la fundación.

- La verificación al volcamiento es el estado límite de servicio que más condiciona las dimensiones de la base, puesto que para los valores mínimos de diámetro y altura que verifican dicho comportamiento, se obtienen resultados adecuados para fisuración, rigidez rotacional y fatiga. Considerando la importancia de este fenómeno, se recomienda el uso de un coeficiente de seguridad igual a 2.
- La selección óptima de las dimensiones de una fundación tronco-cónica permiten obtener una armadura inferior con una proporción promedio aproximada del 45 %, mientras que la superior lo hace con el 30 % y la de punzonado con el 25 %. En las bases cuadradas, se incrementa la incidencia de la armadura superior cuanto mayor es el lado a causa del peso propio. Este valor puede llegar al 40 % de las armaduras totales. Las distribuciones expuestas permiten mejorar aspectos de diseño, economía y organización de la obra.
- Las bases tronco-cónicas generan mayor dificultad en el doblado y armado de las barras de armadura, con valores superiores de horas/tonelada de acero trabajado a los obtenidos para las rectangulares (60 % del total). Para el encofrado, la relación se invierte, con un 40 % en las bases tronco-cónicas respecto del total de horas trabajadas por metro cuadrado de ambas bases.

Nota: este trabajo fue desarrollado mediante métodos aproximados para el cálculo de las variables a los efectos de generar un mayor número de comparaciones de geometrías de bases. Su finalidad no es el proyecto o cálculo de las mismas, sino evaluar la sensibilidad de los parámetros que intervienen en su comportamiento.

REFERENCIAS

Building Code Requirements for Structural Concrete – ACI 318M-11.

CEB-FIP Model Code 1990 Design Code (1991), Thomas Telford.

Guidelines for Design of Wind Turbines (2002), Segunda Edición, Det Norske Veritas, Copenhagen and Wind Energy Department, Risø National Laboratory, ISBN 87-550-2870-5. Denmark.

Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie (2006), Excavations and Foundations in Soft Soils, ISBN-13 978-3-540-32894-0 Springer Berlin Heidelberg New York.

Orler Rodolfo, Donini Hugo (2012), Introducción al Cálculo de Hormigón Estructural, Segunda Edición, Editorial Nobuko, ISBN 978-987-584-245-8.

Ortiz, J. M., Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1989), Curso Aplicado de Cimentaciones, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Cuarta Edición.

Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CIRSOC 201/05 (2005).