

## VERIFICATION OF LATERAL LOAD RESISTANCE OF DRIVEN PILES IN COHESIONLESS SOILS FOR FOUNDATIONS OF PHOTOVOLTAIC SOLAR FARMS

Sánchez Carratalá, Carlos R.

Universitat Politècnica de València

Most photovoltaic solar farms directly installed on the ground have panels with fixed orientation, which are mounted on support structures formed by simple frames with one or two columns. Among the different possibilities for the foundation of those structures, one of the most common is the use of driven piles, usually of short length. The tables in which the panels are grouped behave in practice like mono-pitched marquees of small height, typically without obstruction in the lower part. Wind load acting on the tables, with components both perpendicular (pressure or suction) and parallel (friction) to the upper and lower surfaces of the panel, results in a horizontal or lateral force that has to be absorbed by the foundation. In this paper the most common methods for determining the lateral load resistance of driven piles in cohesionless soils are reviewed. Also, the results obtained with several existing methods are compared, proposing a new method based on a ground pressure distribution more consistent with the ultimate movement of the pile, which allows to obtain a better fit of model and prototype tests.

**Keywords:** *Solar photovoltaics; Solar farms; Lateral loads; Foundation; Driven piles; Cohesionless soils*

## COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE A CARGA LATERAL DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS GRANULARES PARA CIMENTACIONES DE HUERTOS SOLARES FOTOVOLTAICOS

La mayor parte de los huertos solares fotovoltaicos instalados directamente sobre el terreno tienen paneles con orientación fija, montados sobre estructuras soporte formadas por pórticos simples de uno o dos pilares. Entre las distintas posibilidades de cimentación de dichas estructuras, una de las más habituales es el empleo de pilotes hincados, generalmente de longitud pequeña. Las mesas en las que se agrupan los paneles se comportan en la práctica como marquesinas de pequeña altura a una altura, normalmente sin obstrucción en la parte inferior. El empuje del viento que actúa sobre las mesas, con sus componentes perpendicular (presión o succión) y paralela (fricción) a las superficies superior e inferior del panel, da lugar a una fuerza horizontal o lateral que debe ser absorbida por la cimentación. En esta ponencia se revisan los métodos más habituales para la determinación de la resistencia frente a carga lateral de pilotes hincados en suelos granulares. Asimismo, se comparan los resultados obtenidos con varios métodos existentes, proponiendo un nuevo método de cálculo basado en una distribución de presiones del terreno más acorde con el movimiento del pilote en rotura, lo que permite obtener un mejor ajuste de los ensayos en modelo y en prototipo.

**Palabras clave:** *Energía solar fotovoltaica; Parques solares; Cargas laterales; Cimentación; Pilotes hincados; Suelos granulares*

Correspondencia: Carlos R. Sánchez-Carratalá - Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras - E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia - Correo-e: csanchez@mes.upv.es - URL: <http://www.upv.es>

## 1. Introducción

El progreso de la tecnología fotovoltaica durante las últimas décadas ha permitido seguir abaratando los costes de fabricación de las células solares y mejorando sus rendimientos, de manera que, en un futuro próximo, se prevé que pueda alcanzar el nivel de desarrollo suficiente para entrar en competencia directa con otras energías, sin una dependencia tan importante respecto de las políticas de subvenciones a las energías renovables. Como muestra patente de ello, se tiene que el precio por unidad de potencia de las células de silicio cristalino se ha dividido aproximadamente por 100 en los últimos 35 años. Entretanto, siguen siendo muchos los países que apuestan en su legislación por este tipo de energía como forma de limitar el uso de energías contaminantes o para reducir la dependencia de fuentes de energía alóctonas. La práctica totalidad de la potencia instalada está y seguirá estando en instalaciones en campo abierto o sobre suelo, comúnmente llamadas huertos solares o parques fotovoltaicos. La razón de ello es que las instalaciones sobre suelo son más económicas y productivas que las realizadas sobre fachadas o cubiertas de edificaciones, debido a varios motivos, entre ellos: por la posibilidad de ubicarlas en suelo rústico o no urbanizable, muchísimo más barato que el suelo urbano o el urbanizable; por la no existencia de restricciones relacionadas con la extensión, distribución y orientación propias de las instalaciones que aprovechan construcciones de otro tipo; y, finalmente, por una sustancial reducción de los costes de construcción y mantenimiento, en buena medida por un efecto de escala que permite optimizar los recursos y la financiación, así como por la posibilidad de planificar la instalación considerando los costes de explotación.

La potencia de este tipo de instalaciones en campo abierto es muy variable, abarcando desde los 0,1 MW de las más modestas, hasta los 550 MW de los dos huertos solares más grandes del mundo, actualmente en construcción: el parque *Desert Sunlight*, en Riverside County (California, EUA), y el parque *Topaz*, en San Luis Obispo County (California, EUA). Ambos parques fueron iniciados en 2011 y su finalización está prevista para el año 2015. En España los huertos solares más grandes por el momento son el parque de Olmedilla de Alarcón (Ciudad Real) con 60 MW instalados (en su momento fue el más grande del mundo), seguido del parque de Puertollano (Cuenca) con 55 MW, ambos concluidos en 2008 coincidiendo con el final del marco legislativo regulador que favoreció el importante desarrollo de la energía solar habido en España entre los años 2004 y 2008.

A nivel mundial, el crecimiento de la energía fotovoltaica en los últimos años ha sido exponencial, pasando la potencia instalada de los 1.300 MW en el año 2000 a los 136.700 MW a finales de 2013 (European Photovoltaic Industry Association [EPIA], 2014), principalmente por el liderazgo de la zona europea, que aporta unos 80.000 MW instalados, el 58,5% del total. En los próximos años, las previsiones más fiables apuntan a que el crecimiento sea lineal (es decir, con una tasa más o menos constante), estando previsto alcanzar entre 288.000 y 423.000 MW en el año 2017 (EPIA, 2013), dependiendo, respectivamente, de si el negocio fotovoltaico global se rige simplemente por las leyes del mercado (escenario pesimista), o se ve favorecido por políticas de apoyo a la energía solar, como en años precedentes (escenario optimista).

En los huertos solares, los paneles fotovoltaicos (también conocidos como placas solares) se colocan sobre unas estructuras soporte, que permiten elevarlos algo respecto al terreno y orientarlos respecto al Sol de la forma más adecuada para optimizar la producción. Algunas de esas estructuras están dotadas de actuadores que permiten seguir el movimiento aparente del Sol a lo largo del día y a lo largo de las estaciones. Sin embargo, el importante encarecimiento de la construcción y del mantenimiento que supone el tener partes móviles y equipos electromecánicos, hace que la inmensa mayoría de las instalaciones se construyan sobre estructuras fijas que no permiten variar ni la orientación ni la inclinación de los paneles. En algunos casos concretos, la estructura puede diseñarse para permitir una cierta regulación angular, pero de forma no automatizada ni motorizada. Las estructuras

comúnmente utilizadas son entramados de barras muy sencillos, formados por un dintel inclinado, uno o dos pilares verticales y una o dos barras de arriostramiento. Los entramados indicados se colocan cada cierta distancia, disponiendo sobre los dinteles unas correas que son las que sirven de apoyo directo a los paneles. La cimentación de estas estructuras puede hacerse superficial o profunda. En el primer caso, suelen ser zapatas de hormigón, generalmente prefabricadas, directamente colocadas sobre el terreno. En el segundo caso, suele tratarse de pilotes metálicos (normalmente de acero) de longitud y sección pequeñas, hincados en el terreno, aunque a veces también se utilizan fundamentos roscados con hélice continua o discontinua. Si el terreno lo permite, en muchos casos se prefiere la utilización de pilotes, pues no necesitan de una nivelación tan precisa del terreno —con lo que no modifican prácticamente la escorrentía—, y no alteran tanto el estado original o los posibles usos concurrentes de la parcela sobre la que se ubica la instalación. Además, en algunos países existen limitaciones a la colocación de elementos de hormigón en zonas rústicas. En el caso de entramados de un solo pilar o poste (monoposte), la opción del pilote hincado es la más ventajosa, pues ambos elementos (poste y pilote) pueden ser en realidad la misma pieza, con lo que se reduce el número de uniones y se agiliza la construcción, a la vez que se aprovecha el terreno para resistir el momento de vuelco.

Los paneles se suelen agrupar formando mesas, cuya longitud depende de la forma de la parcela y de los pasillos intermedios y perimetrales necesarios para el mantenimiento. La carga más relevante a la que se ve sometida la estructura soporte es la debida al viento actuando sobre la mesa correspondiente, aunque en instalaciones en climas fríos y/o en cotas elevadas la nieve puede cobrar cierta importancia. Frente al viento, las mesas vienen a comportarse como marquesinas de pequeña altura a una agua y exentas, ya que lo habitual es que no exista ninguna obstrucción bajo ellas. Dada la disposición en planta más habitual, con alineaciones de mesas paralelas más o menos continuas, y la poca separación entre mesas —condicionada fundamentalmente por la necesidad de evitar que se produzcan sombras en la superficie de los paneles—, el efecto de ocultamiento aerodinámico entre mesas puede ser bastante importante, justificando en ocasiones un dimensionamiento distinto de las estructuras soporte de las mesas interiores respecto a las perimetrales. El empuje del viento sobre las superficies superior e inferior de las mesas se puede descomponer en una componente perpendicular debida a la presión y la succión, más otra componente paralela debida a la fricción. Siendo la fricción de escasa magnitud en general —y muy especialmente en este caso debido a la lisura de las superficies de las placas—, el dimensionamiento viene condicionado por el empuje perpendicular a las placas solares. Debido a la inclinación de las mesas en función de la latitud, se tiene siempre una componente horizontal de la fuerza que debe ser resistida por la cimentación de la estructura.

Cuando la cimentación es a base de pilotes, como el viento puede soplar en el plano del entramado en ambos sentidos, lo habitual es que los pilotes se coloquen verticales, aunque en algún caso (p.ej., si parte de la instalación se encuentra a resguardo de una colina o de alguna edificación grande) podría plantearse el hincarlos con una cierta inclinación respecto a la vertical. Los pilotes deben dimensionarse de forma que sean capaces de resistir los esfuerzos de cálculo a los que se ven sometidos, pero también de manera que no se produzca la rotura del terreno contra el que actúan. El comportamiento del terreno frente a la actuación de pilotes sometidos a cargas horizontales (en general, si el pilote no es vertical, se habla de cargas transversales) ha sido objeto de amplio estudio en la literatura técnica, existiendo diversos métodos analíticos o numéricos para el cálculo de la carga de rotura del terreno en suelos granulares. De ellos, los que más éxito han tenido en la práctica ingenieril habitual son los basados en distribuciones o leyes simplificadas de las presiones del terreno, por su sencillez, fácil aplicación y pocas necesidades en cuanto a datos geotécnicos (Brinch-Hansen, 1961; Broms, 1964; Petrasovits & Award, 1972; Reese, Cox & Koop, 1974; Meyerhof, Mathur & Valsangkar, 1981; Prasad & Chari, 1999; Zhang, Silva & Grismala,

2005). Dichas distribuciones suelen ser lineales a tramos, y vienen justificadas sobre la base de aproximaciones de carácter racional o por resultados de ensayos de campo o de laboratorio.

En esta ponencia se revisan los métodos más habituales para la determinación de la resistencia frente a carga lateral de pilotes hincados en suelos granulares, así como la problemática de su aplicación al caso de pilotes de pequeña longitud hincados en terrenos naturales con capas superficiales poco compactas o muy meteorizadas. Asimismo, se comparan los resultados obtenidos con varios métodos existentes, proponiendo un nuevo método para el cálculo de la carga lateral de rotura del terreno, basado en una distribución de presiones del terreno más acorde con el movimiento del pilote en rotura, lo que permite obtener un mejor ajuste de los resultados obtenidos en ensayos en modelo y en prototipo.

## **2. Comportamiento de un Pilote frente a Carga Lateral**

En el caso más general, un pilote puede estar sometido en su cabeza a una fuerza de dirección cualquiera (tres componentes de fuerza) y a un momento de dirección cualquiera (tres componentes de momento). No obstante, la mayor parte de los casos que se presentan en la práctica se pueden estudiar como un problema plano, de manera que sobre el pilote sólo actúan una fuerza longitudinal, una fuerza transversal (ambas en el plano del problema, que contiene al eje del pilote) y un momento de eje perpendicular al plano de las fuerzas. La fuerza longitudinal corresponde al caso de carga axial, mientras que la fuerza transversal y el momento corresponden al caso de carga lateral. En el caso más habitual de pilote vertical, la fuerza transversal es además horizontal. En lo que sigue, sólo trataremos el caso de carga lateral, que es el objeto de nuestro estudio, y supondremos que el pilote es vertical, sin pérdida de generalidad.

El conjunto de fuerza transversal y momento puede ser reducido a una fuerza transversal equivalente actuando a una cierta cota respecto a la superficie del terreno resistente. Si el momento tiende a girar la cabeza del pilote en el mismo sentido que la fuerza, será equivalente a desplazar hacia arriba el punto de aplicación de la fuerza. En lo que sigue, sólo consideraremos el caso en que la carga aplicada es una fuerza transversal equivalente, y supondremos que la coordenada  $e$ —que mide la excentricidad o cota de la carga sobre la superficie del terreno— es positiva hacia arriba. Asimismo, supondremos que la coordenada  $z$ —que mide la profundidad bajo la superficie del terreno— es positiva hacia abajo.

El comportamiento de los suelos frente a cualquier tipo de carga (axial o lateral) es muy distinto en función de su contenido en finos. A efectos prácticos, se considera terreno granular aquél cuyo cernido por el tamiz 0,080 UNE (contenido en finos) sea inferior al 15%, y terreno cohesivo aquél cuyo cernido por ese mismo tamiz sea superior al 35%. Dichos tipos de terrenos suelen ir asociados, respectivamente, a permeabilidades superiores a  $10^{-2}$  cm/s e inferiores a  $10^{-4}$  cm/s. Debe tenerse en cuenta que, en los terrenos cohesivos total o parcialmente saturados, al variar las cargas el agua del suelo no puede moverse, existiendo por tanto presiones intersticiales que intentan desplazar el agua hacia posiciones de equilibrio, situación que se conoce como de corto plazo. En los casos intermedios comprendidos entre los límites anteriores (terreno mixto) y, sobre todo, en suelos saturados con un porcentaje apreciable de finos, será conveniente efectuar ambas hipótesis de comportamiento, distinguiendo entre situaciones de largo plazo y de corto plazo, y adoptar la que dé unos resultados más conservadores. En esta ponencia únicamente se trata el caso en el que el pilote se hinca en un terreno granular.

En el caso de huertos solares, los pilotes hincados se usan en suelos más o menos compactos o consistentes, pero no en roca, por lo que se verifica que el pie del pilote tiene el giro libre. Por otra parte, los entramados utilizados normalmente para apoyo de las placas solares, y su unión a la cimentación no producen una coacción relevante al giro en la cabeza

del pilote, por lo que se puede suponer que la cabeza del pilote también tiene el giro libre. Además, el momento aplicado en la cabeza del pilote, de haberlo, suele producir desplazamientos en superficie en el mismo sentido que la fuerza, por lo que la cota del punto de aplicación de la fuerza es positiva. En consecuencia, los modos de fallo esperables serán con rotación de sólido rígido o con una rótula plástica a cierta profundidad.

La longitud de pilote enterrada en estructuras soporte de paneles fotovoltaicos suele ser relativamente pequeña (de 1,2 a 2,5 m, por lo general), lo que unido a que la sección transversal suele disponer de bastante inercia geométrica (ya que son necesarios un ancho y canto suficientes para poder obtener resistencia al arranque frente a la succión del viento en las mesas), hace que los pilotes tiendan a comportarse como cortos, al no venir limitada la resistencia frente a carga lateral por la de la sección transversal del pilote. Por ello, en lo que sigue nos limitaremos al caso de pilote corto, si bien en el caso de que el pilote fuera largo sería aplicable también todo lo expuesto, siendo la solución incluso más sencilla, al bastar con conocer la distribución de presiones por encima del punto donde se forma la rótula plástica. También a causa de la pequeña longitud enterrada del pilote, el caso más habitual será el de terreno homogéneo, que es el único considerado más adelante al hablar sobre la ley de presiones a lo largo del pilote. De no ser homogéneo, podrían tomarse unas características medias equivalentes en cada parte del pilote (por encima y por debajo del punto de rotación).

### **3. Presiones del Terreno sobre el Pilote**

El cálculo de la carga que produce la rotura del terreno exige definir las presiones que el mismo ejerce sobre el pilote, para lo cual es preciso formular dos hipótesis: una respecto a la presión última o de rotura que puede desarrollar el terreno en cada profundidad; y otra respecto a la forma de la distribución de presiones a lo largo del pilote, que no tiene por qué coincidir en todos sus puntos con la de rotura del terreno. Dependiendo de las hipótesis adoptadas en cada caso, se obtienen los distintos métodos existentes para determinar la resistencia de un pilote frente a carga lateral por rotura del terreno.

La presión máxima que puede desarrollar el terreno en cada profundidad está directamente relacionada con la resistencia al corte del terreno. La presencia de un contorno libre, como es la superficie del terreno, resulta de especial importancia para la determinación de dicha resistencia. Cerca de la superficie del terreno es de esperar una rotura en forma de cuña en la parte frontal del pilote, con una posible separación entre pilote y terreno en la parte dorsal. No obstante, a partir de cierta profundidad la rotura del terreno se producirá por flujo plástico del terreno alrededor del pilote, sin que se produzca separación entre ambos.

La distribución de presiones a lo largo del pilote tiene que ver, sobre todo, con los desplazamientos que experimenta el pilote en la situación de rotura, pues aunque las presiones activas se alcanzan con desplazamientos bastante reducidos, las presiones pasivas, que son las que condicionan realmente la resistencia a rotura del pilote, necesitan de desplazamientos apreciables para poderse desarrollar hasta su valor máximo. Esto hace que la rotura a carga lateral de un pilote suela ser de tipo dúctil, lo que se traduce en una curva carga-desplazamiento que suele ser asintótica. La obtención de la carga lateral de rotura a partir de la curva carga-desplazamiento debe definirse de forma convencional, existiendo en la literatura diversos métodos para ello (método de la doble tangente, método del desplazamiento máximo, etc.) que dan resultados distintos.

#### **3.1. Presión Última del Terreno**

La mayoría de las expresiones propuestas en la literatura para determinar la presión última ejercida por el terreno sobre un pilote que empuja lateralmente contra él, dan en realidad la presión última total promedio. Al decir presión total, se quiere indicar que se incluye tanto la

presión o tensión normal en las partes frontal y dorsal del pilote (realmente en la proyección frontal de la sección del pilote sobre la dirección perpendicular al desplazamiento), como la presión o tensión tangencial en las partes laterales del pilote (realmente en las proyecciones laterales de la sección del pilote sobre la dirección paralela al desplazamiento). Al decir presión promedio, se quiere indicar que es la presión promediada en el ancho del pilote (presión normal) o en el canto del pilote (presión tangencial). Generalmente, la componente normal de la presión última se da como presión neta, es decir, descontando del empuje pasivo en la parte frontal, el empuje activo en la parte dorsal. Así lo haremos en adelante.

La aclaración anterior es importante, pues algunos autores pretenden comparar la presión total promedio utilizada en un cierto método de cálculo con la presión normal en la generatriz frontal más adelantada, obtenida en ensayos en modelo o en prototipo, lo cual es un error conceptual. Otro posible origen de error es el hecho de que muchas expresiones dadas en la literatura son para pilotes circulares, y por ello no distinguen entre el ancho y el canto de la sección, debiendo ser adaptadas para secciones diferentes a la circular (p.ej., sección rectangular, en I, en H, en U o en artesa).

En suelos granulares, son varias las expresiones propuestas para determinar la presión última del terreno en función de la profundidad. La mayor parte de ellas se puede formular como sigue:

$$p_{u,g}(z) = N_{p,g}(z) \sigma'_v(z) \quad (1)$$

donde  $z$  es la profundidad respecto a la superficie del terreno resistente;  $p_{u,g}(z)$  es la componente granular de la presión última del terreno, a la profundidad  $z$ ;  $N_{p,g}(z)$  es un factor de capacidad de carga lateral para terreno granular, a la profundidad  $z$ , que en general se puede expresar como

$$N_{p,g}(z) = s_g(z) K_g(z); \quad (2)$$

$s_g(z)$  es un factor de forma, a la profundidad  $z$ ;  $K_g(z)$  es un coeficiente de presión del terreno, a la profundidad  $z$ ;  $\sigma'_v(z)$  es la presión vertical efectiva, a la profundidad  $z$ , dada por

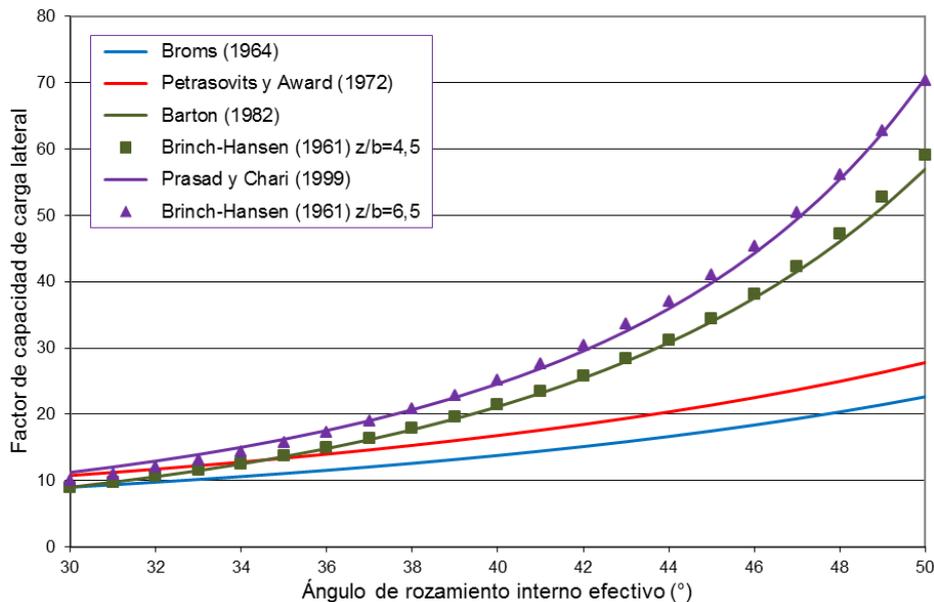
$$\sigma'_v(z) = q + \int_0^z \gamma(z) dz, \quad (3)$$

$q$  es la sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del terreno;  $\gamma(z)$  es el peso específico del terreno, a la profundidad  $z$ , para el que se debe tomar el peso específico aparente  $\gamma_{ap}(z)$  en terrenos por encima del nivel freático —correspondiente al grado de saturación realmente existente en el terreno—, o el peso específico sumergido o eficaz  $\gamma'(z)$  en terrenos por debajo del nivel freático —correspondiente al peso virtual del terreno, una vez descontado el empuje ascensional debido al agua—.

Algunas de las expresiones más utilizadas del factor de capacidad de carga lateral para terreno granular son las propuestas por Broms (1964), Petrasovits y Award (1972), Barton (1982) y Prasad y Chari (1999). En la Figura 1 se representan los valores arrojados por dichas expresiones en función del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno, en el rango  $\phi \approx 30 \sim 50^\circ$ . A efectos de comparación, los valores dados por la expresión de Barton (1982) y la de Prasad y Chari (1999) son similares a los arrojados por el método de Brinch-Hansen (1961) para una profundidad relativa de  $z/b=4,5$  y  $z/b=6,5$ , respectivamente, según se muestra en la Figura 1, siendo  $b$  es el ancho del pilote (en un pilote circular sería el diámetro).

Todas las expresiones anteriores de la presión última del terreno suelen ser aplicadas en la práctica como presión última total promedio. Según lo sugerido por Zhang, Silva y Grismala

Figura 1. Valores del Factor de Capacidad de Carga Lateral en Suelos Granulares



(2005), en el método de cálculo propuesto más adelante utilizaremos la expresión de Barton (1982), pero aplicada al valor de la presión última normal máxima, que es la que se produce sobre la generatriz más adelantada de la parte frontal del pilote (Smith, 1987).

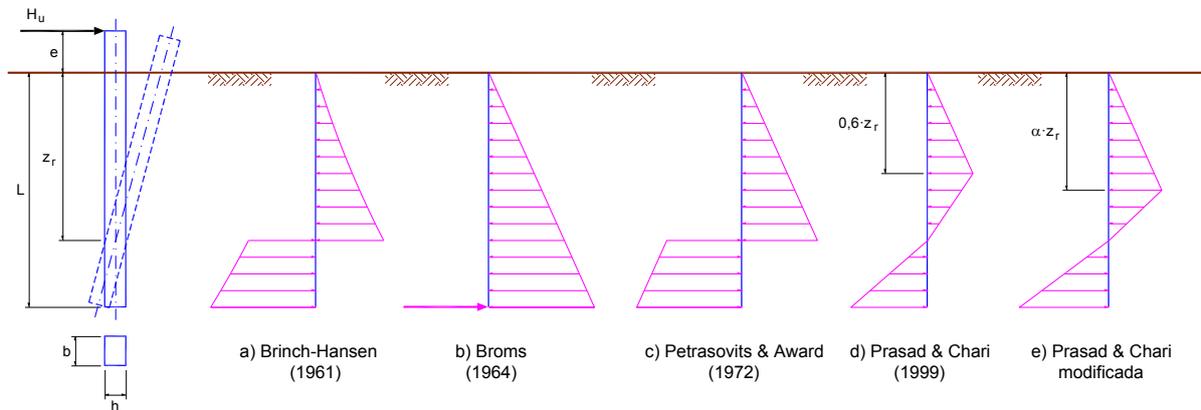
### 3.2. Distribución de Presiones a lo largo del Pilote

En un modo de fallo con rotación pura del pilote, como el que se produce en pilotes cortos, la presión tendrá sentido opuesto al de la carga por encima del punto de rotación (reacción) y sentido igual al de la carga por debajo del punto de rotación (contrarreacción), siendo teóricamente nula en el punto de rotación, al compensarse en él las presiones en reposo a ambos lados. Dependiendo de la magnitud del giro del pilote y, por lo tanto, del desplazamiento experimentado en cada profundidad, la presión del terreno alcanzará o no su valor de rotura, ya que el desarrollo del empuje pasivo exige unos desplazamientos importantes.

En suelos granulares, todas las distribuciones de presiones propuestas en la literatura cumplen con la existencia de una zona de reacción y otra de contrarreacción, salvo la sugerida por Broms (1964), que traslada artificialmente el punto de rotación al pie de pilote para facilitar el cálculo, concentrando en ese punto la hipotética contrarreacción como fuerza puntual. Asimismo, todas las distribuciones asumen una variación lineal a tramos de la presión con la profundidad, salvo la de Brinch-Hansen (1961), en la que la distribución considerada tiene forma de curva cóncava a tramos.

Algunas distribuciones, como la de Brinch-Hansen (1961) y la de Petrasovits y Award (1972), suponen que se puede alcanzar el valor de la presión última a ambos lados del punto de rotación (inmediatamente arriba y abajo), aunque con signo contrario; evidentemente se trata de una simplificación, conveniente para el cálculo, de la ley de presiones medida en ensayos, ya que teóricamente equivaldría a suponer que el giro del pilote es de 90°. La distribución de Prasad y Chari (1999) considera que en el punto de rotación la presión se anula a ambos lados, lo cual responde mejor al movimiento del pilote como sólido rígido. En la Figura 2.a-d se muestran de forma esquemática las distintas distribuciones comentadas. Hay otras distribuciones en la literatura, como la de Meyerhof,

**Figura 2. Distribuciones de Presiones bajo Carga Lateral en Suelos Granulares**



Mathur y Valsangkar (1981), en la cual la presión alcanza en el punto de rotación el valor último en el lado de la reacción, pero se supone nula en el lado de la contrarreacción.

Las distribuciones que a la profundidad del punto de rotación no anulan la presión en ningún lado tienen la ventaja evidente de que puede utilizarse en todos los puntos del pilote el valor de la presión última calculada para esa profundidad, lo que permite considerar terrenos no homogéneos de forma muy sencilla. Por el contrario, anular la presión en el lado de la reacción o de la contrarreacción, aunque sea más realista, introduce la dificultad de que obliga a definir, respectivamente, cómo crecen las presiones hacia arriba o hacia abajo del punto de rotación, cuestión que se complica todavía más en el caso de terrenos no homogéneos. En la distribución de Prasad y Chari (1999) dicha dificultad se resuelve, en el caso de terrenos homogéneos, identificando en la parte de la reacción un punto hasta el que resulta válida la expresión de la presión última, desde la superficie del terreno; dicho punto se sitúa a una profundidad igual a  $0,6 \cdot z_r$ , siendo  $z_r$  la profundidad del punto de rotación. Según lo obtenido en ensayos, en la parte de la contrarreacción se supone que la presión aumenta hasta alcanzar en el pie del pilote una presión igual a 1,7 veces la máxima en la parte de la reacción, presión que coincide aproximadamente con la presión última correspondiente a la profundidad del punto de rotación.

Todas las distribuciones anteriores de la presión a lo largo del pilote suelen ser aplicadas en la práctica a la presión última total promedio. En el método de cálculo propuesto más adelante utilizaremos la distribución de Prasad y Chari (1999), pero modificada para poder variar la profundidad a la que se alcanza la presión máxima en la parte de la reacción.

#### 4. Método Propuesto para la Carga Lateral de Rotura

Una vez revisadas algunas de las expresiones más habituales para el cálculo de la presión última del terreno y varias de las distribuciones de presiones más empleadas en suelos granulares, vamos a concretar en este apartado el método de cálculo propuesto para determinar la resistencia última frente a carga lateral de un pilote corto hincado en un terreno granular homogéneo. Como se verá, dicho método toma como referencia el de Zhang, Silva y Grismala (2005), variando ligeramente la distribución de presiones.

##### 4.1. Presión Última del Terreno

De acuerdo con los estudios de Briaud y Smith (1983) y Smith (1987), la componente granular de la presión última del terreno se puede obtener como suma de la presión normal promedio en la parte frontal del pilote y la presión tangencial promedio en las partes

laterales. Para el caso habitual de sección transversal simétrica respecto al eje central de la sección que lleva la dirección de la carga aplicada, se propone la siguiente expresión:

$$p_{u.g}(z) = \eta_{\sigma} \sigma_{max}(z) + 2 \eta_{\tau} \tau_{max}(z) \quad (4)$$

donde  $\sigma_{max}(z)$  es la presión normal máxima ejercida por el terreno sobre la parte frontal del pilote, a la profundidad  $z$ ;  $\tau_{max}(z)$  es la presión tangencial máxima ejercida por el terreno sobre los laterales del pilote, a la profundidad  $z$ ;  $\eta_{\sigma}$  es un factor de forma de la distribución no uniforme de presiones normales sobre la parte frontal del pilote, para el que Briaud y Smith (1983) recomiendan el valor 0,8 para sección circular y 1,0 para sección rectangular;  $\eta_{\tau}$  es un factor de forma de la distribución no uniforme de presiones tangenciales sobre las partes laterales del pilote, para el que Briaud y Smith (1983) recomiendan el valor 0,5 para sección circular y 1,0 para sección rectangular. Debe tenerse en cuenta que  $\tau_{max}(z)$  en la expresión anterior se define por unidad de ancho del pilote, no por unidad de canto.

Para la presión normal máxima en la parte frontal del pilote, se utilizará la expresión de Barton (1982), que resulta ser una envolvente suficientemente ajustada y segura según el estudio realizado por Zhang, Silva y Grismala (2005) a partir de varios ensayos en modelo reducido publicados en la literatura. Respecto a la presión tangencial máxima en las partes laterales del pilote, no hay datos experimentales en la literatura, por lo que se utilizará una expresión teórica deducida de la ley del rozamiento seco (American Petroleum Institute [API], 1991), utilizando los coeficientes de empuje y de rozamiento recomendados por Kulhawy et al. (1983) y Kulhawy (1991). En cualquier caso, debe señalarse que la componente normal es siempre mucho mayor que la tangencial, que podría despreciarse.

#### 4.2. Distribución de Presiones a lo Largo del Pilote

Para la componente granular de la ley de presiones a lo largo del pilote, se utilizará la distribución de Prasad y Chari (1999), pero modificada de forma que la presión máxima en la parte de la reacción se produzca a una profundidad no fijada a priori,  $\alpha \cdot z_r$ , siendo  $\alpha$  un parámetro a determinar a partir de los ensayos disponibles. Dicha distribución modificada se representa en la Figura 2-e. La presión en el pie del pilote se mantiene igual a 1,7 veces la máxima en la parte superior, como en la distribución original. De esta manera, la distribución de presiones se hace más versátil, pudiendo aproximarse mejor a una ley de pendiente constante entre los máximos de la parte de la reacción y de la parte de la contrarreacción, como corresponde a las deformaciones del terreno producidas por el movimiento de sólido rígido de un pilote corto.

### 5. Aplicación Numérica

Los métodos existentes para el cálculo de la carga de rotura lateral considerados en la aplicación numérica, son algunos de los más utilizados en la práctica ingenieril, a saber: el de Broms (1964), el de Petrasovits y Award (1972), el de Prasad y Chari (1999) y el de Zhang, Silva y Grismala (2005). En los dos primeros métodos la presión última considerada a una cierta profundidad es la presión normal máxima en el ancho de la sección, en el tercero la presión normal media, y en el cuarto la suma de la presión normal media y la presión tangencial media, calculada esta última por unidad de ancho y no por unidad de canto. Por otra parte, los tres primeros métodos utilizan la distribución de presiones y la expresión de la presión última propuestas por el autor correspondiente, mientras que el cuarto utiliza la distribución de presiones de Prasad y Chari (1999), tanto para la presión normal media (cuyo valor último es calculado con la expresión de Barton, 1982) como para la presión tangencial media (cuyo valor último es calculado según API, 1991). A ellos se añade el método propuesto en esta ponencia, según lo expuesto en el apartado 4.

**Tabla 1. Ensayos de Rotura bajo Carga Lateral en Suelos Granulares**

Referencia	L (m)	b (m)	h (m)	e (m)	$\gamma_{ap}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$H_u$ (kN)
<b>Ensayos de laboratorio</b>							
Adams & Radhakrishna (1973)	0,4445	0,1016	0,1016	0,3175	15,7	31,0	0,152
	0,4445	0,1016	0,1016	0,3175	17,6	45,0	0,540
	0,4445	0,0762	0,0762	0,3175	17,6	45,0	0,410
	0,4445	0,0508	0,0508	0,3175	17,6	45,0	0,340
Meyerhof, Mathur & V. (1981)	0,200	0,0125	0,0125	0,000	15,2	50,0	0,040
	0,200	0,0125	0,0125	0,000	14,0	35,0	0,011
Joo (1985)	0,730	0,073	0,073	0,170	14,6	40,0	0,760
	0,900	0,102	0,102	0,280	14,6	40,0	1,400
Meyerhof & Sastry (1985)	0,950	0,074	0,074	0,000	13,6	35,0	1,300
Prasad & Chari (1999)	0,612	0,102	0,102	0,150	16,5	35,0	0,620
	0,612	0,102	0,102	0,150	17,3	41,0	1,040
	0,612	0,102	0,102	0,150	18,3	45,5	1,790
<b>Ensayos de campo</b>							
Adams & Radhakrishna (1973)	6,00	0,90	0,90	2,60	17,0	35,0	440,0
	6,00	0,90	0,90	24,00	17,0	35,0	90,0
	6,00	0,90	0,90	24,00	17,0	38,0	110,0
Bhushan, Lee & Grime (1981)	5,49	0,61	0,61	0,00	16,5	42,0	723,0

Para evaluar los distintos métodos, se compararán los valores de la carga de rotura arrojados por cada uno de ellos con los resultados de diversos ensayos publicados en la literatura, que cubren tanto ensayos de laboratorio (Adams & Radhakrishna, 1973; Meyerhof Mathur & Valsangkar, 1981; Joo, 1985; Meyerhof & Sastry, 1985; Prasad & Chari, 1999) como ensayos de campo (Adams & Radhakrishna, 1973; Bhushan, Lee & Grime, 1981). En la Tabla 1 se muestran los datos relativos a las dimensiones del pilote (longitud enterrada,  $L$ ; ancho y canto de la sección transversal,  $b$  y  $h$ ; excentricidad de la carga,  $e$ ) y a las propiedades del terreno (peso específico aparente,  $\gamma_{ap}$ ; ángulo de rozamiento interno efectivo,  $\phi'$ ) correspondientes a los ensayos citados, junto con la carga de rotura,  $H_u$ , obtenida por los autores mencionados aplicando un determinado criterio de rotura a la curva carga-desplazamiento resultante de cada ensayo.

Una vez calculada la carga de rotura dada por cada uno los métodos estudiados, se ha obtenido el error relativo cometido en cada caso. En la Tabla 2 se incluye el valor medio y la desviación típica del error; este segundo parámetro nos permite valorar de forma rápida la dispersión de los errores obtenidos. Lo deseable es que el error medio sea pequeño, preferentemente del lado de la seguridad (negativo), pero también que la desviación típica sea reducida, pues ello indica que el error medio del método tiene poca dispersión y que, por lo tanto, no son de esperar valores mucho mayores o mucho menores que el error medio. Asumiendo una distribución normal de los errores en cada método, y utilizando el valor medio y la desviación típica del error, puede obtenerse el intervalo de confianza de los errores correspondiente a una cierta probabilidad. Tomando el intervalo del 95% se llega a los resultados mostrados en la Tabla 2. A fin de valorar los resultados desde el punto de vista ingenieril, un valor aceptable del máximo error por exceso en la estimación de la carga transversal de rotura podría estar en torno al 20%.

**Tabla 2. Errores Cometidos por los Métodos Existentes Estudiados**

Parámetro	Broms (1964)	Petrasovits & A. (1972)	Prasad & Chari (1999)	Zhang, S. & G. (2005)
	Error (%)	Error (%)	Error (%)	Error (%)
<b>Ensayos de laboratorio</b>				
Valor medio	22,9	9,2	0,7	-14,1
Desviación típica	31,8	27,0	10,8	9,5
Límite inferior 95%	-39,5	-43,7	-20,4	-32,7
Límite superior 95%	85,3	62,0	21,8	4,5
<b>Ensayos de campo</b>				
Valor medio	75,8	42,3	8,3	-7,1
Desviación típica	54,2	30,3	7,9	6,9
Límite inferior 95%	-30,4	-17,2	-7,3	-20,6
Límite superior 95%	182,1	101,7	23,9	6,5
<b>Ensayos de laboratorio + Ensayos de campo</b>				
Valor medio	36,1	17,4	2,6	-12,3
Desviación típica	43,5	30,6	10,4	9,3
Límite inferior 95%	-49,1	-42,5	-17,8	-30,5
Límite superior 95%	121,4	77,4	23,1	5,8

Se deduce que los métodos de Broms (1964) y de Petrasovits y Award (1972) producen errores inaceptables, especialmente el primero, mientras que el método de Prasad y Chari (1999) da resultados bastante ajustados y con poca dispersión, aunque tiende a quedar algo del lado de la inseguridad, lo que hace que el límite superior del intervalo de confianza del 95% supere ligeramente el máximo error por exceso aceptable. El mejor método resulta ser el de Zhang, Silva y Grismala (2005), con un valor medio del error del -14,1% en los ensayos de laboratorio y del -7,1% en los ensayos de campo, y con desviaciones típicas del 9,5% y del 6,9%, respectivamente. Para el conjunto de ensayos considerados, el valor medio y la desviación típica del error son del -12,3% y del 9,3%, respectivamente. El único problema es que el método tiende a ser demasiado conservador, pudiendo dar estimaciones de la carga de rotura hasta un 30,5% por debajo o hasta un 5,8% por encima de la deducida de los ensayos, al 95% de confianza.

En la Tabla 3 se dan los resultados correspondientes al método de cálculo propuesto en esta ponencia para distintos valores del parámetro  $\alpha$  (0,60, 0,65, 0,70 y 0,75); recordemos que dicho parámetro determina la profundidad a la que se produce la presión máxima en la parte superior del pilote. Los resultados para  $\alpha=0,60$  coinciden con los del método de Zhang, Silva y Grismala (2005) ya incluidos en la Tabla 2, que se reproducen aquí a efectos de comparación. Realizando el mismo proceso de análisis de los errores obtenidos, se deduce que el valor más adecuado es  $\alpha=0,70$ , con un valor medio del error del -5,8% en los ensayos de laboratorio y del 2,8% en los ensayos de campo, y con desviaciones típicas del 10,5% y del 8,7%, respectivamente. Para el conjunto de ensayos considerados, el valor medio y la desviación típica del error son del -3,7% y del 10,5%, respectivamente. Se comprueba que al permitir una mayor profundidad de la presión máxima en la parte superior se corrige el excesivo conservadurismo del método original, consiguiendo estimaciones de la carga de rotura hasta un 24,3% por debajo o hasta un 16,9% por encima de la deducida de los ensayos, al 95% de confianza, sin que se supere el máximo error por exceso

**Tabla 3. Errores Cometidos por el Método Propuesto para Distintos Valores del Parámetro  $\alpha$**

Parámetro	$\alpha=0,60$	$\alpha=0,65$	$\alpha=0,70$	$\alpha=0,75$
	Error (%)	Error (%)	Error (%)	Error (%)
<b>Ensayos de laboratorio</b>				
Valor medio	-14,1	-9,9	-5,8	-2,3
Desviación típica	9,5	10,0	10,5	10,9
Límite inferior 95%	-32,7	-29,5	-26,4	-23,7
Límite superior 95%	4,5	9,6	14,7	19,1
<b>Ensayos de campo</b>				
Valor medio	-7,1	-2,0	2,8	7,1
Desviación típica	6,9	7,8	8,7	9,6
Límite inferior 95%	-20,6	-17,2	-14,2	-11,6
Límite superior 95%	6,5	13,3	19,8	25,9
<b>Ensayos de laboratorio + Ensayos de campo</b>				
Valor medio	-12,3	-8,0	-3,7	0,1
Desviación típica	9,3	9,9	10,5	11,1
Límite inferior 95%	-30,5	-27,3	-24,3	-21,7
Límite superior 95%	5,8	11,4	16,9	21,9

aceptable. El motivo del mejor ajuste obtenido es que las distribuciones de presiones para los distintos ensayos responden mucho mejor a la hipótesis de pilote rígido, al mostrar una menor variación de la pendiente en el punto de rotación.

## 6. Conclusiones

En relación con la cimentación mediante pilotes de las estructuras soporte de paneles fotovoltaicos en huertos solares, se han estudiado varios de los métodos existentes para el cálculo de la carga transversal que produce el agotamiento de un pilote corto por rotura del terreno en suelos granulares. Se ha presentado una formulación unificada de diversas expresiones propuestas en la literatura para la presión última o de rotura del terreno y se han revisado de forma crítica varias distribuciones de presiones propuestas en la literatura.

Se ha comprobado que, de los métodos existentes estudiados, el de Broms (1964) y el de Petrasovits y Award (1972) producen errores inaceptables, mientras que el método de Prasad y Chari (1999) da resultados bastante ajustados y con poca dispersión, aunque tiende a quedar algo del lado de la inseguridad. El mejor método resulta ser el de Zhang, Silva y Grismala (2005), aunque tiende a ser demasiado conservador en promedio. Dicho método utiliza la misma distribución de presiones que el de Prasad y Chari (1999), pero evalúa de forma distinta la presión última del terreno, que se desglosa en una componente normal en la parte frontal del pilote (utilizando la expresión de Barton, 1982) y otra tangencial en las partes laterales (utilizando la expresión de API, 1991).

Se ha propuesto un nuevo método derivado del de Zhang, Silva y Grismala (2005), basado en utilizar una distribución de presiones como la de Prasad y Chari, pero modificada de forma que la presión máxima en la parte de la reacción se produzca a una profundidad no fijada a priori,  $\alpha \cdot z_r$ , siendo  $\alpha$  un parámetro a determinar a partir de los ensayos disponibles. La presión en el pie del pilote se mantiene igual a 1,7 veces la máxima en la parte superior, como en la distribución original. Haciendo  $\alpha=0,7$  se obtienen los mejores resultados, que

superan a los de todos los métodos existentes estudiados. Para el conjunto de ensayos considerados, el valor medio y la desviación típica del error son del -3,7% y del 10,5%, de forma que el error máximo cometido en la estima de la carga de rotura no supera, al 95% de confianza, el límite del 20% considerado como aceptable a efectos ingenieriles.

## 7. Referencias

- Adams, J.I., & Radhakrishna, H.S. (1973). The lateral capacity of deep augured footings. *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, URSS, Vol. 2, 1–8.
- API (1991). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*. API Recommended Practice 2A (19th ed.). Washington, D.C.: American Petroleum Institute.
- Barton, Y.O. (1982). *Laterally loaded model piles in sand: Centrifuge tests and finite element analyses*. Ph.D. Thesis. Cambridge, UK: University of Cambridge.
- Bhushan, K., Lee, L.J., & Grime, D.B. (1981). Lateral load tests of drilled piers in sand. *Proc. Session on Drilled Piers and Caissons*, M.W. O'Neill (Ed.), St. Louis, Missouri.
- Briaud, J.L., & Smith, T.D. (1983). Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles. *Proc. 15th Offshore Technology Conf.*, Houston, Texas, Paper 4501, 495–502.
- Brinch-Hansen, J. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Bulletin No. 12*, 5–9. Copenhagen, Denmark: Danish Geotechnical Institute.
- Broms, B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *J. Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(2), 27–64.
- EPIA (2013). *Global market outlook for photovoltaics 2013-2017*. Brussels, Belgium: European Photovoltaic Industry Association.
- EPIA (2014). *Market report 2013*. Brussels, Belgium: European Photovoltaic Industry Association.
- Joo, J.S. (1985). *Behavior of large scale rigid model piles under inclined loads in sand*. M.Sc. Thesis. St. John's, Newfoundland, Canada: Memorial University of Newfoundland.
- Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Wood, W.A., & Capano, C. (1983). Transmission line structure foundations for uplift-compression loading. *Rep. No. EL-2870*. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.
- Kulhawy, F.H. (1991). Drilled shaft foundations. En H.Y. Fang (Ed.), *Foundation engineering handbook* (2nd ed.), Chap. 14. New York, NY: Van Nostrand Reinhold.
- Meyerhof, G.G., Mathur, S.K., & Valsangkar, A.J. (1981). Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils. *Canadian Geotechnical J.*, 18, 159–170.
- Meyerhof, G.G., & Sastry, V.V.R.N. (1985). Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical J.*, 22, 267–276.
- Petrasovits, G., & Award, A. (1972). Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil. *Proc. 5th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, Spain, Vol. 3, 407-412.
- Prasad, Y.V.S.N., & Chari, T.R. (1999). Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils. *Soils and Foundations*, 39(2), 21–29.
- Reese, L.C., Cox, W.R., & Koop, F.D. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. *Proc. 6th Offshore Technology Conf.*, Houston, Texas, Vol. 2, 473–483.
- Smith, T.D. (1987). Pile horizontal modulus values. *J. Geotechnical Engineering*, 113(9), 1040–1044.
- Zhang, L., Silva, F., & Grismala, R. (2005). Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1), 78-83.