

ANÁLISIS DEL GRADO DE RIGIDEZ DE LA UNIÓN PILAR-ZAPATA PARA SU APLICACIÓN EN PROYECTOS DE INSTALACIONES AGROINDUSTRIALES

Hugo Malon

Francisco Javier Garcia-Ramos

Javier Aguirre

Escuela Politécnica Superior de Huesca

Fernando Molina

Diputación General de Aragón

Abstract

The use of precast concrete structures in agro-industrial buildings is widespread. This application is due to their speed of execution and its resistance to adverse environments, such as those that occurs in farms.

In these buildings the most common connection between a prefabricated column and a concrete footing is the cup system. The contact between column and concrete footing, and the embedment depth determine the rigidity of this type of union, and therefore their behavior as embedded or articulated.

This paper shows the study made of the column - concrete footing joint by Finite Element Method (FEM), in which the joint behavior is studied by changing loads and column embedment depth.

The results obtained by FEM are compared with those obtained by classical linear-elastic methods, which were obtained a series of conclusions concerning the influence of the embedment depth in the joint rigidity, and its performance embedded or articulated.

The analysis developed allows increasing knowledge of the column - concrete footing joint behavior, and thus a sizing improvement of them in future projects of agro-industrial buildings

Keywords: *FEM, joint, column, concrete-footing, rigidity, embedded*

Resumen

El uso de estructuras prefabricadas en edificios agroindustriales está muy extendido, debido a su rapidez de ejecución y su resistencia a ambientes adversos, como los que se producen en instalaciones agropecuarias.

En este tipo de edificaciones la unión más frecuente entre el pilar prefabricado y la zapata es el sistema de cáliz. El contacto entre pilar y la zapata, así como la profundidad de enterramiento, determinan la rigidez de este tipo de unión, y por tanto su comportamiento como empotramiento o articulación.

En este artículo se muestra el trabajo realizado en el análisis de la unión pilar-zapata mediante el Método de los elementos Finitos, en el cual se estudia su comportamiento al variar los parámetros de carga y profundidad de enterramiento del pilar.

Los resultados obtenidos mediante el Método de los Elementos Finitos se comparan con los obtenidos de métodos clásicos elástico-lineales, obteniendo como resultado una serie de

conclusiones relativas a la influencia de la profundidad del empotramiento en la rigidez de la unión, y sobre su comportamiento como empotramiento o articulación.

El análisis realizado permite aumentar el conocimiento del comportamiento de la unión pilar-zapata, y con ello una mejora en el dimensionado de las mismas en futuros proyectos de edificaciones agroindustriales.

Palabras clave: MEF, unión pilar-zapata, rigidez, empotramiento

1 Introducción

En la edificación agroindustrial las estructuras prefabricadas de hormigón son de uso extendido por su rapidez de ejecución y su resistencia a ambientes adversos, como los que se producen en instalaciones ganaderas.

Estas estructuras presentan la ventaja fundamental de su rapidez de ejecución frente a las estructuras ejecutadas in situ, puesto que en el primer caso los elementos que la constituyen, exceptuando la cimentación, son prefabricados en fábrica, transportados a obra, y colocados directamente en su posición. Este sistema resulta mucho más rápido que el encofrado y armado in situ de los elementos de la estructura.

Para luces moderadas, de hasta 20 metros, se suele recurrir a pórticos completos prefabricados, mientras que para grandes luces, a partir de 20 metros, se utilizan vigas delta prefabricadas montadas sobre pilares prefabricados.

En el primer caso, la unión entre el pilar y la zapata se diseña como empotrada o articulada, con los nudos esquina rígidos y el nudo cumbreira articulado. En el segundo, el pilar se diseña como empotrado y los apoyos de la viga como articulados.

La cimentación, en todos los casos, se ejecuta previamente in situ para después ejecutar los pilares y constituir la unión entre el pilar y la zapata. Las soluciones utilizadas para establecer esta unión son el sistema de vaina y el de cáliz.

En el sistema de vaina, las armaduras salientes del extremo inferior del pilar se introducen en el interior de vainas metálicas dispuestas en la zapata.

En el de cáliz, se ejecuta un hueco en la parte superficial de la zapata donde se introduce el pilar prefabricado. El espacio entre ambos se rellena con mortero de cemento o con hormigón. Este es el sistema actualmente más utilizado en naves agroindustriales y el analizado en este estudio.

En este caso la unión entre el pilar y el cáliz no es continua, ya que no hay armaduras que pasen de uno a otro, ni son piezas hormigonadas simultánea y solidariamente. Por otra parte, el relleno de cemento u hormigón, por sí solo, en ningún caso se puede considerar un elemento que de continuidad al conjunto. Por tanto, tanto el pilar como la zapata constituyen piezas individuales, aunque interactúen entre sí a través de sus superficies de contacto.

Así, el tipo de contacto que se establece entre superficies y la profundidad de introducción del pilar en el cáliz determinan la rigidez de la unión, y por tanto su comportamiento más cercano a un empotramiento o a una articulación.

En la actualidad no existen estudios que permitan asegurar cual es la profundidad de empotramiento del pilar en la vaina a partir de la cual se puede afirmar que se trata de una unión rígida o bien de una unión articulada.

En este artículo se mostrarán los resultados obtenidos en esta línea, los cuales permiten aumentar el conocimiento del comportamiento de la unión pilar zapata, y con ello una mejora en el dimensionado de las mismas en futuros proyectos de edificaciones agroindustriales.

2 Objetivo

El objetivo de este estudio es analizar el grado de rigidez de la unión del pilar de hormigón prefabricado con la zapata por el sistema de cáliz de superficies lisas mediante un análisis numérico basado en el Método de los Elementos Finitos.

Para ello, se propone una serie de modelos de elementos finitos del conjunto pilar-zapata sometidos a cargas y condiciones de contorno que reproducen las existentes en la realidad.

Se han discretizado dos tipos de uniones pilar zapata. La primera una unión monolítica, la cual corresponde a una unión pilar-zapata ejecutada in situ, formando los dos componentes un sólido continuo.

El segundo tipo corresponde a una unión del tipo cáliz de superficies lisas, en la cual el pilar y el resto de la cimentación son sólidos distintos, los cuales interactúan mediante contactos en sus superficies.

Una vez discretizados los modelos se procede a validar estos modelos y el análisis numérico mediante el Método de los Elementos Finitos, con los métodos clásicos elástico-lineales utilizados en el cálculo de este tipo de estructuras.

Validado el método, se analiza el comportamiento de la unión, obteniendo una serie de conclusiones respecto a la influencia que la profundidad de empotramiento, el tipo de unión establecida, y las cargas aplicadas tienen sobre la rigidez de dicha unión, y sobre su tendencia al empotramiento o a la articulación.

3 Modelos de Elementos Finitos

3.1 Características generales de los modelos

Los modelos analizados en el estudio realizado corresponden a zapatas de base cuadrada de 2.500mm de lado y rodeada por terreno, los cuales constan de los componentes habituales en este tipo de unión.

En primer lugar se han discretizados las armaduras del cáliz, del pilar y de la base de la zapata. Las armaduras del cáliz, en verde en la figura 1.a, están formadas por 24 barras de acero dispuestas de forma vertical con una separación de 100mm, y por estribos de acero dispuestos transversalmente cada 100mm hasta alcanzar la profundidad del hueco de la vaina. El armado interior del pilar, en azul en la figura 1.a, se ha realizado mediante 16 barras dispuestas longitudinalmente, y estribos transversales cada 250mm. Se han discretizado diferentes modelos de elementos finitos, en los cuales varía la profundidad de empotramiento del pilar, lo que implica un incremento de en la longitud del mismo. La armadura de la base de la zapata, en naranja en la figura 1.a, está formada por un parrilla de 25 X 25 barras de acero dispuestas con una separación 100 mm.

Modelada la armadura del pilar se procede a discretizar el pilar de hormigón, el cual presenta una sección cuadrada de 400mm de lado y una altura por encima de la zapata de 5.000mm en la totalidad de los casos. El pilar se muestra en la figura 1.b en color gris claro.

El siguiente componente discretizado es la vaina de recubrimiento, la cual rodea la base del pilar en toda su profundidad de empotramiento, tanto por sus caras laterales como por su base, con una capa de cemento de 50mm. La vaina se muestra en la figura 1.b en rojo.

Otro de los principales componentes de la unión a analizar es la zapata de hormigón armado, en amarillo en la figura 1.c, componente sobre el cual se sitúa la vaina, en cuyo interior se aloja el pilar de la estructura. Las zapatas discretizadas son cuadradas de 2.500mm de lado y altura variable, entre 750 y 1.250mm, en función de la profundidad de empotramiento del pilar. La zapata contiene en su interior las armadura del cáliz y de la base de la zapata.

Recubriendo la zapata, a excepción de la superficie superior, se ha discretizado un volumen terreno de 4.600mm de lado y una profundidad de 1.000mm superior a la profundidad de la zapata, el cual se muestra en color azul claro en la figura 1.d.

En la discretización de estos componentes se han empleado elementos tipo barra para las armaduras tanto del pilar como de la zapata y elementos volumétricos para el resto de los componentes.

Como resultado se obtiene un número máximo de 121.744 nodos y 116.732 elementos en los modelos de elementos finitos, del cual se muestra una sección en la figura 2

Figura 1: Componentes del modelo de elementos finitos.

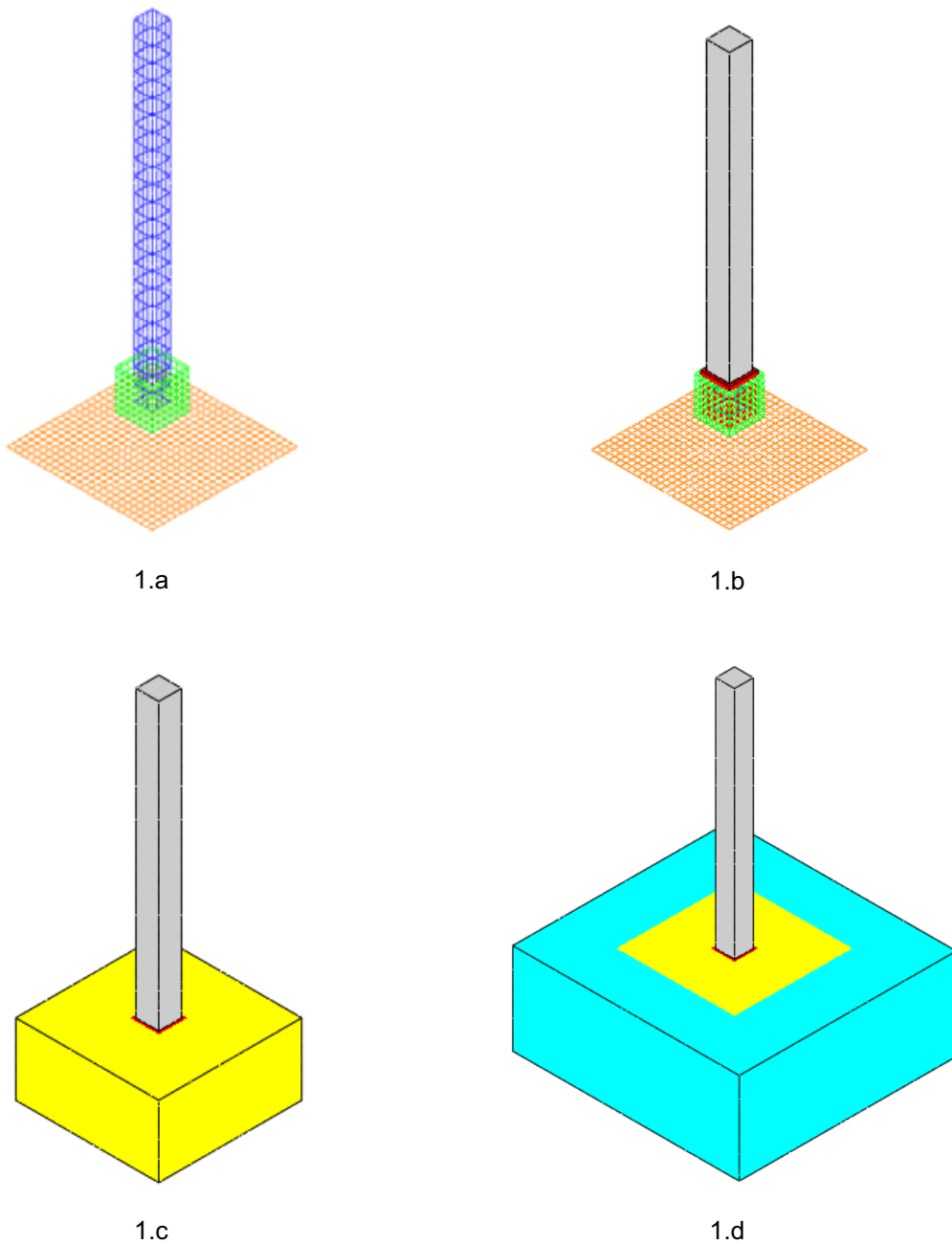
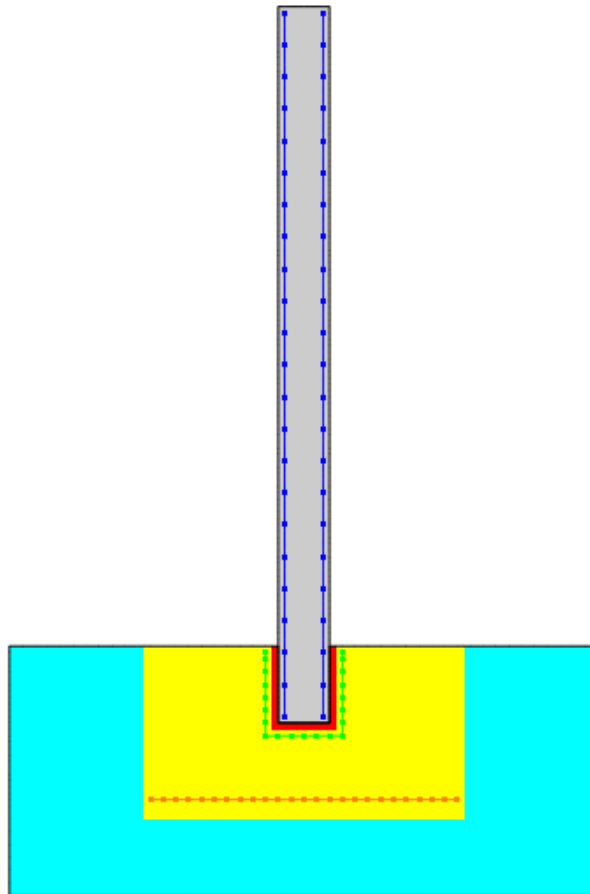


Figura 2: Sección del modelo vaina con profundidad de 600mm de enterramiento del pilar



3.2 Materiales.

Los materiales empleados en el análisis numérico de la unión pilar zapata realizado son acero, hormigón y terreno. En la totalidad de los casos analizados se han considerado como materiales elástico-lineales, debido a que en ningún caso de los analizados se alcanzan valores de tensión cercanos al límite elástico de los materiales considerados.

Las características de los materiales empleados se resumen en la tabla 1.

Tabla 1: Materiales y sus propiedades.

Material	Módulo elástico (N/mm ²)	Coefficiente de Poisson	Densidad (Kg/mm ³)
Acero	210.000	0,3	7,8*10 ⁻⁶
Hormigón H25	29.670	0,2	2,3*10 ⁻⁶
Cemento	25.000	0,2	2,3*10 ⁻⁶
Terreno	60	0,4	1,6*10 ⁻⁶

3.3 Casos de carga

Los casos de carga considerados corresponden a la combinación de cargas axiales y de viento, a las cuales están sometidas el tipo de estructuras analizadas en el estudio.

Las cargas se han introducido uniformemente distribuidas en la cara superior del pilar, para esfuerzos axiales, y en una cara lateral del pilar en el caso de cargas de vientos.

Las magnitudes de estas cargas se encuentran dentro del rango de valores usuales empleados en el dimensionado de los pilares y las zapatas de construcciones agropecuarias. Se han considerado cargas axiales de 0 ó 200kN, y cargas de viento de 0, 2, 3, 4, 5 y 6kN/m.

3.4 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno impuestas en el modelo pretenden reproducir fielmente el comportamiento de la unión pilar-zapata construida en la realidad.

En primer lugar se han restringido los desplazamientos en los nodos de las superficies laterales e inferior del terreno. El terreno discretizado presenta las dimensiones necesarias para evitar que la influencia de esta restricción afecte en un comportamiento no real a la unión pilar zapata.

La segunda restricción impuesta únicamente afecta al modelo tipo cáliz y corresponde a un contacto entre las caras exteriores de tramo de pilar enterrado y las caras interiores del cáliz discretizado. En relación al coeficiente de rozamiento a considerar en este contacto no existe un gran consenso. Por ejemplo, para el caso de superficies lisas Fernandes Canha (2004) concluye que la mejor correlación entre el modelo numérico y el experimental se da con un coeficiente de fricción $\mu = 0,6$. Por su parte, algunas normas (EHE-08, 2008; EUROCODE-2, 2002) aceptan como válido un valor mínimo de $\mu = 0,3$. Para las superficies rugosas, en general, se fija un coeficiente $\mu = 1$.

En el caso del presente estudio se adopta un coeficiente de rozamiento $\mu = 0,6$.

3.5 Profundidad de empotramiento

En la unión del tipo cáliz, las distintas normas internacionales fijan profundidades mínimas a partir de las cuales el pilar se puede considerar empotrado. Por su parte, las investigaciones realizadas por distintos autores también dan recomendaciones de proyecto en este sentido.

Para el caso de superficies lisas, la EHE-08 española, considera una profundidad mínima de $1,2h$, siendo h el canto del pilar. El código brasileño NBR-9062/85 exige una profundidad de $2h$ en el caso grandes excentricidades, y de $1,5h$ en el caso de pequeñas excentricidades. Leonhardt y Mönnig (1977), elevan los valores anteriores a $2h$ y $2,8h$, respectivamente, mientras que Osanai (1997) fija un valor mínimo de $1,5h$ en cualquier caso. La norma italiana CNR-10025/98 no distingue entre superficies lisas o rugosas y exige profundidades de $1,2h$ para pequeñas excentricidades y $2h$ para grandes.

En España, la práctica común es considerar una profundidad mínima de $1,5h$.

En el presente estudio, la profundidad máxima de los modelos se adopta inicialmente con un valor de $1,5h$, siendo h el canto del pilar. Dado que el pilar tiene una sección de 400 mm, la profundidad para considerar empotramiento en el pilar es de 600mm.

En el análisis realizado se han discretizado profundidades de empotramiento cada 100mm desde los 600mm (empotramiento) hasta 100mm (unión articulada), a fin de estudiar el comportamiento de la unión pilar-zapata en función de la profundidad de empotramiento. El valor mínimo de 100mm, aun no siendo un valor de profundidad empotramiento de pilar empleado en este tipo de pilares, proporciona datos que permiten evaluar la transición de una unión considerada como empotramiento hasta una unión considerada articulada.

4 Validación del Método de los Elementos Finitos

Se comparan los resultados obtenidos en los modelos en elementos finitos frente a los obtenidos por los métodos clásicos de cálculo de estructuras, entendiendo por tales (Calavera, 2000) aquellos que se basan en la hipótesis de que el material que constituye la estructura cumple las leyes de Hooke y de Bernouilli. Son por tanto métodos de cálculo en el dominio elástico, bajo las hipótesis de relación lineal entre momentos y curvaturas, y de proporcionalidad entre sollicitaciones y deformaciones.

El pilar discretizado se asimila a una viga empotrada en voladizo. Por lo tanto, los modelos numéricos utilizados en la evaluación inicial son aquellos con la mayor profundidad de empotramiento, esto es, 600mm.

4.1 Consideraciones previas y secciones de evaluación.

El modelo clásico considera la sección de la pieza compuesta por un único material homogéneo, por lo que la sección es uniforme en toda su superficie. En el modelo en elementos finitos las secciones de la pieza se han discretizado teniendo en cuenta sus características reales, por lo que las secciones transversales del pilar están compuestas por dos materiales: el hormigón del pilar, y las barras de acero que constituyen las armaduras de refuerzo. Por lo tanto, se evalúa la tensión en cada uno de los materiales a lo largo de toda la superficie de la sección.

En el modelo clásico de cálculo, se presupone que el principio de Saint-Venant es aplicable a todas las secciones de la pieza, y no se tienen en cuenta los efectos locales sobre las tensiones que se producen en las secciones cercanas a los puntos de aplicación de las fuerzas o contactos exteriores o por cambios bruscos en la geometría de la estructura.

En la realidad de un sólido elástico sometido a cargas exteriores, se produce un reparto de tensiones en los puntos interiores del sólido situados en la zona cercana a la aplicación de la fuerza, contacto, apoyo, variaciones de sección, etc.

El modelo en elementos finitos, a diferencia de los modelos clásicos de cálculo, obtiene los valores reales de tensión en cada nodo o elemento del sólido, reflejando los efectos locales de las acciones anteriores, obteniéndose en este en caso las secciones cercanas una distribución de tensiones en forma de superficie curva, que es lo que se produce en la realidad.

El principio de Saint Venant establece que, en un sólido elástico, a partir de una distancia suficiente (que en el caso de un pilar de hormigón es aproximadamente el canto h de la sección) de los puntos en los que está aplicado un determinado sistema de fuerzas, las tensiones y las deformaciones son prácticamente iguales para todos los sistemas de fuerzas que sean estáticamente equivalentes al dado (Ortiz Berrocal, 2.007).

Teniendo en cuenta todo lo anterior, en los modelos se evalúan tres secciones: la sección superior del pilar (sección 1); la sección de la base del pilar (sección 2), entendiendo por base la rasante del pilar con la vaina, y una sección de referencia (sección 3) situada a una distancia de 1.000mm de la base del pilar, donde se minimicen los efectos locales descritos.

4.2 Validación de la carga axial

Para comprobar la validez del modelo de elementos finitos con respecto a la carga axial aplicada se analiza un caso de carga en el cual se introduce una carga axial de 200kN/m uniformemente distribuida en la superficie superior del pilar. En este análisis no se considera carga de viento.

Se analizan los resultados obtenidos mediante métodos clásicos de cálculo de estructuras y mediante técnicas numéricas basadas en el Método de los Elementos finitos en las

secciones 1 y 2, (superficie superior del pilar y superficie a 1.000mm de la altura superior de la zapata).

Los resultados de estos análisis se muestran en la tabla 2.

Tabla 2: Validación del modelo de elementos finitos ante cargas axiales

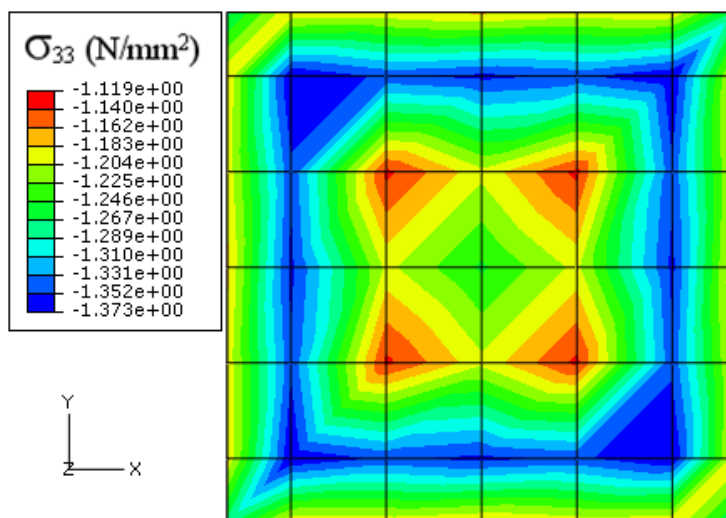
Sección	Esfuerzo axial resultante (N)			Error (%)	
	Métodos clásicos	Modelo monolítico	Modelo cáliz	Modelo monolítico	Modelo cáliz
1	200.000	200.050	200.050	0,025	0,025
2	200.000	194.465,14	194.465,14	-2,8	-2,8

En la sección 1, ocupada sólo por elementos de hormigón, se evaluó la tensión de compresión en los elementos, cuya distribución a lo largo de la sección se puede observar en la figura 3.

En la sección 2, ocupada por hormigón y acero, se evaluó la tensión de compresión en los elementos de hormigón y en los elementos barra de las de la armadura longitudinal del pilar.

Los errores obtenidos en los modelos de elementos finitos presentan valores de error respecto a las técnicas tradicionales inferiores al 10% en las secciones analizadas, lo que permite validar los modelos de elementos finitos discretizados para analizar la tensión de compresión debida a la carga axial, respecto a los métodos clásicos de cálculo.

Figura 3: Distribución de tensiones debidas a la carga axial en la sección 1 (MPa).



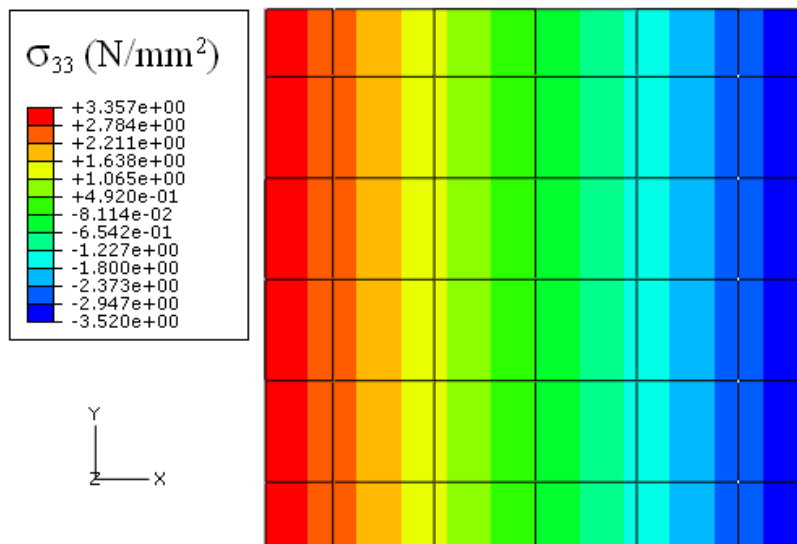
4.3 Validación de momentos flectores

Una vez validado el modelo para el análisis de esfuerzos axiales se procede de forma análoga con los momentos flectores. Para ello se analiza un caso de carga de viento lateral de 6kN/m uniformemente repartido en un lateral del pilar. En este análisis no se considera carga axial.

Se analizan los resultados obtenidos mediante métodos clásicos de cálculo de estructuras y mediante técnicas numéricas basadas en el Método de los Elementos finitos en las secciones 2 y 3, (superficie a la altura superior de la vaina y a 1.000mm de la altura superior de la zapata).

Al analizar las tensiones distribuidas en una sección (figura 4) se observa que el valor de la tensión en la fibra neutra es igual a 0, mientras que en la fibra más alejada se da el mayor valor de tensión. En esta fibra se producirá, también, el mayor valor del momento para la sección considerada.

Figura 4: Distribución de tensiones debidas al momento flector en los elementos de hormigón de la sección 2 (MPa).



En el modelo clásico, esta tensión en la fibra exterior se obtiene con la expresión:

$$\sigma(N/mm^2) = \frac{M(mm \cdot N)}{W_{xx}(mm^3)} \quad (1)$$

Siendo M el momento en cada sección y el momento resistente (W_{xx}) de la sección de hormigón.

Los resultados obtenidos mediante métodos clásicos de cálculo de estructuras y mediante técnicas numéricas basadas en el Método de los Elementos finitos en las secciones 2 y 3 se muestran en la tabla 3.

Tabla 3: Validación del modelo de elementos finitos ante momentos flectores

Sección	Esfuerzo axial resultante (N)			Error (%)	
	Métodos clásicos	Modelo monolítico	Modelo cáliz	Modelo monolítico	Modelo cáliz
2	281.250	264.925,32	273.344,33	-5,80	-2,81
3	180.000	182.188,22	182.216,5	1,22	1,23

Los resultados mostrados únicamente representan la zona comprimida de cada sección analizada para los diferentes casos analizados. Admitiendo el equilibrio estático de la sección, se puede validar el modelo teniendo en cuenta tan solo los resultados obtenidos para dicha zona.

Los valores obtenidos mediante técnicas numéricas presentan errores inferiores al 10% respecto de los valores teóricos obtenidos, lo que permite validar los modelos de elementos finitos discretizados para analizar la tensión debida al momento flector respecto a los métodos clásicos de cálculo.

4.4 Validación frente a flecha máxima

Para concluir con el proceso de validación de los modelos de elementos finitos se procede a realizar un análisis de flecha máxima en la cabeza del pilar.

Se analizaron los casos de carga de viento de 2, 3, 4, 5 y 6 kN/m, uniformemente distribuida en una cara lateral del pilar, aplicar carga axial.

En el modelo clásico de cálculo en 2 dimensiones la flecha máxima se obtiene mediante la expresión:

$$f(mm) = \frac{q(N/mm) \cdot l^4(mm^4)}{8 \cdot E(N/mm^2) \cdot I(mm^4)} \quad (2)$$

Donde f es la flecha; q la carga de viento; l la longitud del pilar; E el módulo elástico del material; I el momento de inercia de la sección.

Para asegurar la condición de empotramiento según las referencias expuestas en el apartado 3.5 se considera una profundidad de empotramiento 2h, lo que corresponde a 800mm.

La tabla 4 resume los resultados de flecha máxima obtenidos en el análisis mediante métodos tradicionales y los obtenidos del análisis numérico de los modelos monolítico y de cáliz en los nodos de la superficie superior del pilar en la fibra opuesta a la cara de aplicación de la carga.

Tabla 3.- Flecha máxima para distintas cargas de viento y una profundidad de empotramiento de 800mm

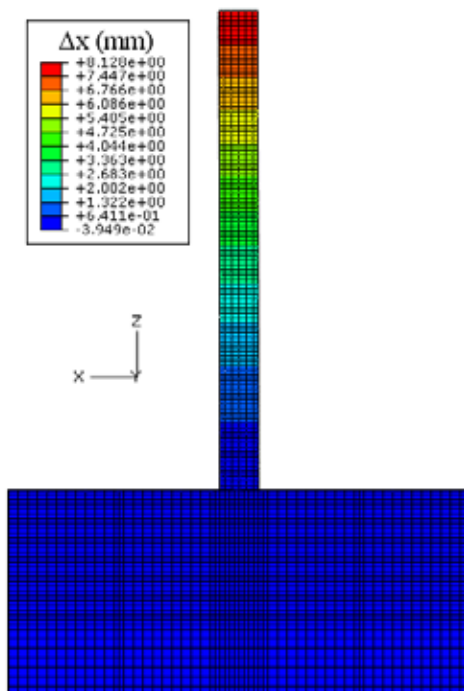
Velocidad (kN/m)	Flecha (mm)			Error (%)	
	Cálculo teórico	Modelo monolítico	Modelo cáliz	Modelo monolítico	Modelo cáliz
2	2,47	2,36	2,66	-4,45	7,69
3	3,70	3,54	4,07	-4,32	10
4	4,94	4,72	5,42	-4,45	9,72
5	6,17	5,91	6,77	-4,21	9,72
6	7,41	7,07	8,13	-4,59	9,72

Analizando los resultados obtenidos se observa que el modelo monolítico presenta mayor rigidez que la considerada en las técnicas tradicionales de cálculo, mientras que en el modelo cáliz ocurre todo lo contrario.

El modelo cáliz, cuyos desplazamientos a lo largo del pilar se pueden observar en la figura 5, presenta unos resultados más coherentes con la realidad, ya que los modelos tradicionales de cálculo, no tienen en consideración la posible deformación existente en la vaina, la zapata o el propio pilar en la zona de empotramiento, aspectos que son considerados en el modelo cáliz de elementos finitos.

No obstante los errores obtenidos, la totalidad de los casos analizados permiten validar ambos métodos para el análisis de flecha máxima en uniones pilar-zapata respecto a las técnicas tradicionales de cálculo.

Figura 5: Desplazamientos (mm) en el eje x a lo largo del pilar: Modelo cáliz con profundidad de empotramiento de 800mm

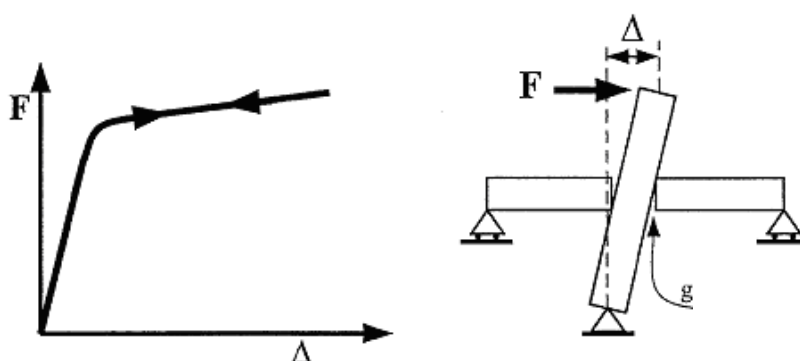


5 Análisis del grado de rigidez de la unión pilar-zapata por el sistema de cáliz

La rigidez de un nudo se puede estimar estudiando la fuerza aplicada frente al desplazamiento producido (El-Sheikh, 2000), tal y como se muestra en la figura 6. El nudo será tanto más rígido cuanto menor sea el desplazamiento producido por el incremento de la fuerza aplicada. La rigidez se estima con la pendiente en la curva, siendo mayor cuanto mayor sea dicha pendiente.

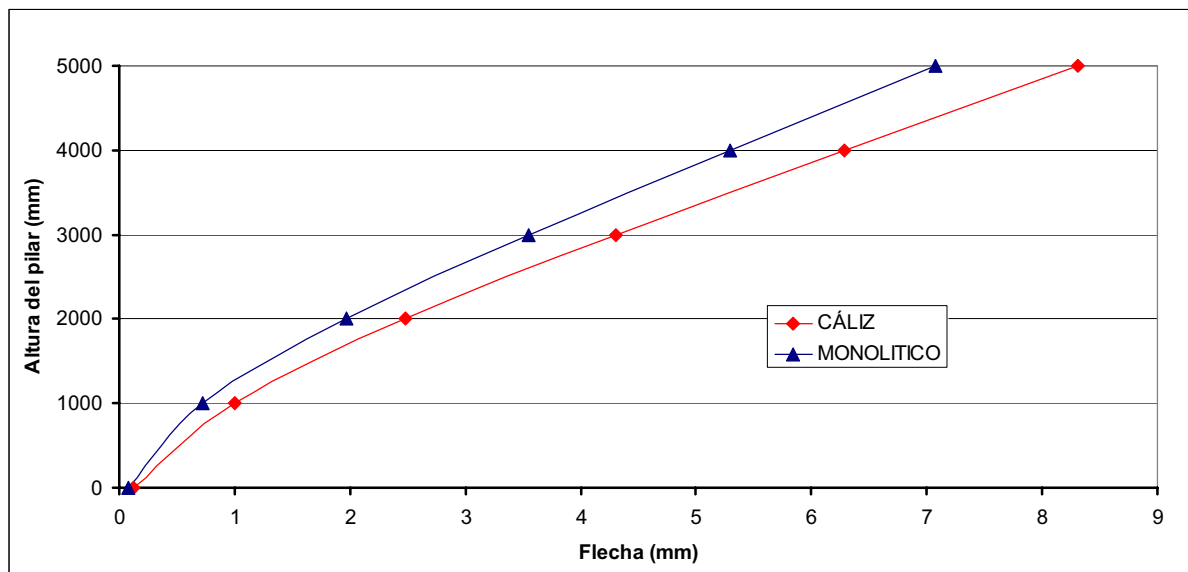
Un nudo con comportamiento cercano al empotramiento perfecto será aquel en el que la recta de la figura tienda a la verticalidad, mientras que si tiende hacia una articulación perfecta, la recta tenderá a la horizontalidad.

Figura 6: Diagrama fuerza (F) – desplazamiento (Δ).



En los modelos discretizados en el proceso de análisis desarrollado, se establece una primera diferencia clara con respecto a la deformada del pilar dependiendo del tipo de unión establecida. La gráfica 1 presenta la deformada del pilar de los modelos de elementos finitos tipo monolítico y cáliz a una profundidad de empotramiento (l_{emb}) del pilar en la vaina de 600mm. y una carga de viento de 6 KN/m.

Gráfica 1: Deformada del pilar con una profundidad de empotramiento de 600mm y una carga de viento 6 KN/m



El modelo monolítico presenta una menor deformación que el modelo cáliz, lo que indica que la unión en el modelo monolítico es la que presenta una mayor rigidez con respecto al parámetro analizado (deformación del pilar). En el modelo vaina, en el cual la unión deja de ser monolítica, y pasa a ser una interacción entre dos componentes individuales mediante contactos entre sus superficies, se obtiene un incremento de la flecha del pilar, lo que implica una disminución de la rigidez de la unión.

Analizando las cargas de viento aplicadas (gráficas 2 y 3) se observa como para el mismo incremento de carga los desplazamientos en el modelo monolítico son menores comparados con los del modelo cáliz, lo que implica una mayor rigidez de la unión en el modelo monolítico con respecto al modelo cáliz.

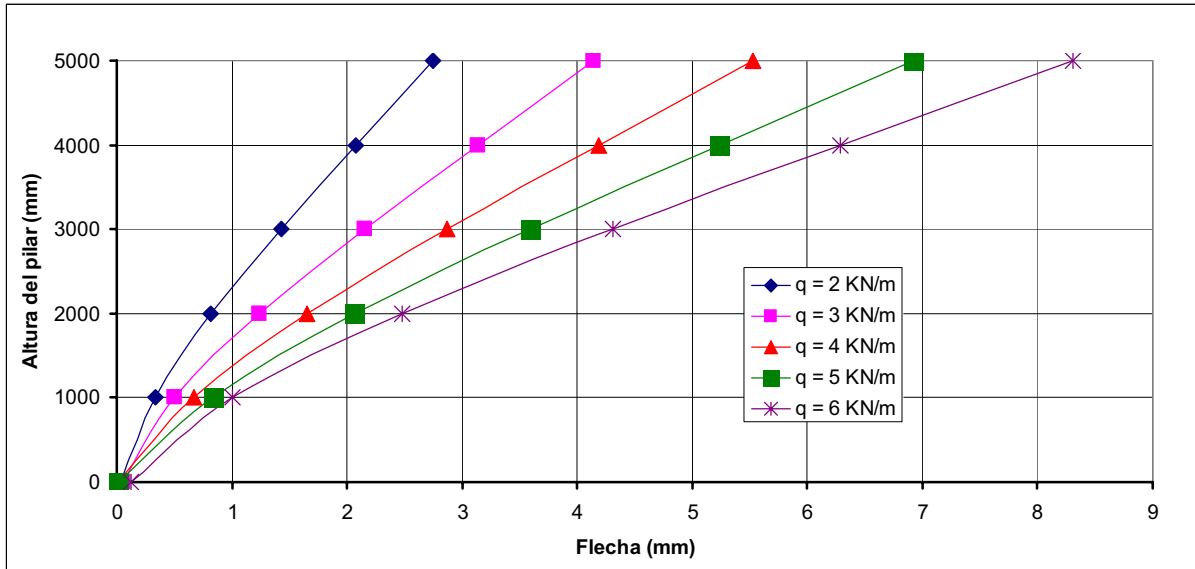
El segundo parámetro que condiciona la deformación del pilar es la profundidad del empotramiento. En el estudio realizado se analizó la influencia de la profundidad de enterramiento en el modelo cáliz, el más desfavorable de los tipos de unión analizadas. Para ello se ha considerado un coeficiente de rozamiento entre superficies de 0,6, analizándose los desplazamientos máximos en la cabeza del pilar al variar la profundidad de empotramiento y las cargas de viento aplicadas. Los resultados obtenidos se muestran en la gráfica 4.

Analizando los resultados obtenidos se observa que para la misma profundidad los desplazamientos son linealmente proporcionales a la carga de viento que los provocan, y que a mayor profundidad de empotramiento la variación de los desplazamientos en cabeza de pilar son menores al incrementar la carga de viento.

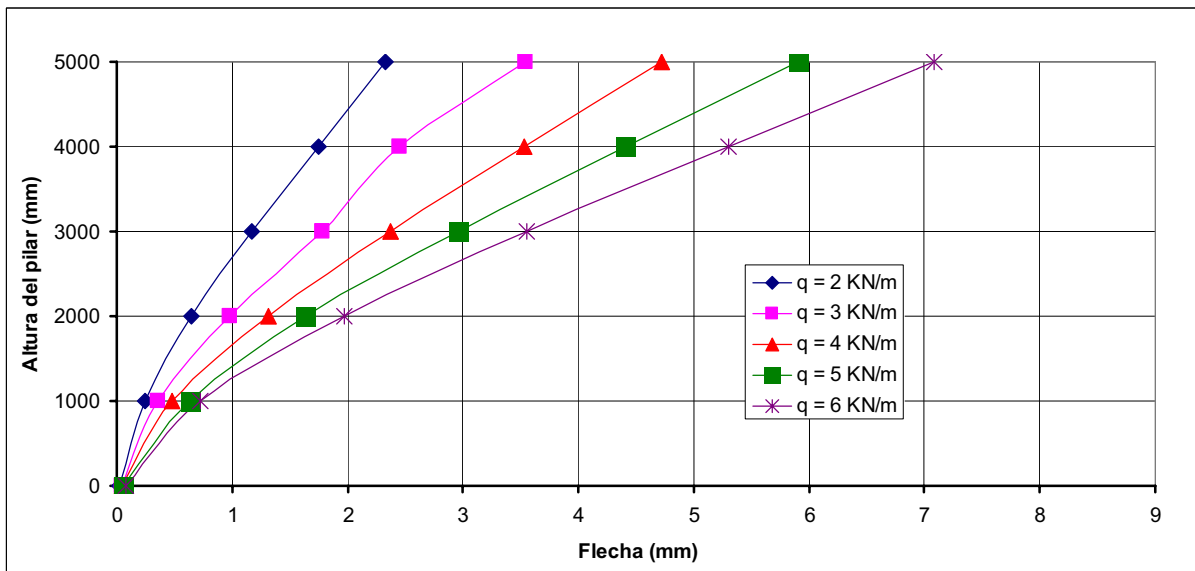
Otro aspecto importante es ver como la unión pilar-zapata pierde su comportamiento empotrado al disminuir la profundidad de empotramiento. En la gráfica 4, se observa como a profundidades de empotramiento entre 300mm y 600mm los desplazamientos son menores que a profundidades comprendidas entre 100mm y 300mm. Esta diferencia de comportamiento es debida a que a partir de 300mm de profundidad de empotramiento, el confinamiento del pilar dentro de la vaina proporciona suficiente rigidez a la unión como para limitar las deformaciones debidas al incremento de carga de viento, por lo que se puede concluir que a partir de esta profundidad de empotramiento la unión pilar zapata tiende a ser

un empotramiento. Por el contrario, a profundidades de empotramiento inferiores a 300mm, la unión se comporta como articulada incluso frente a cargas de viento bajas.

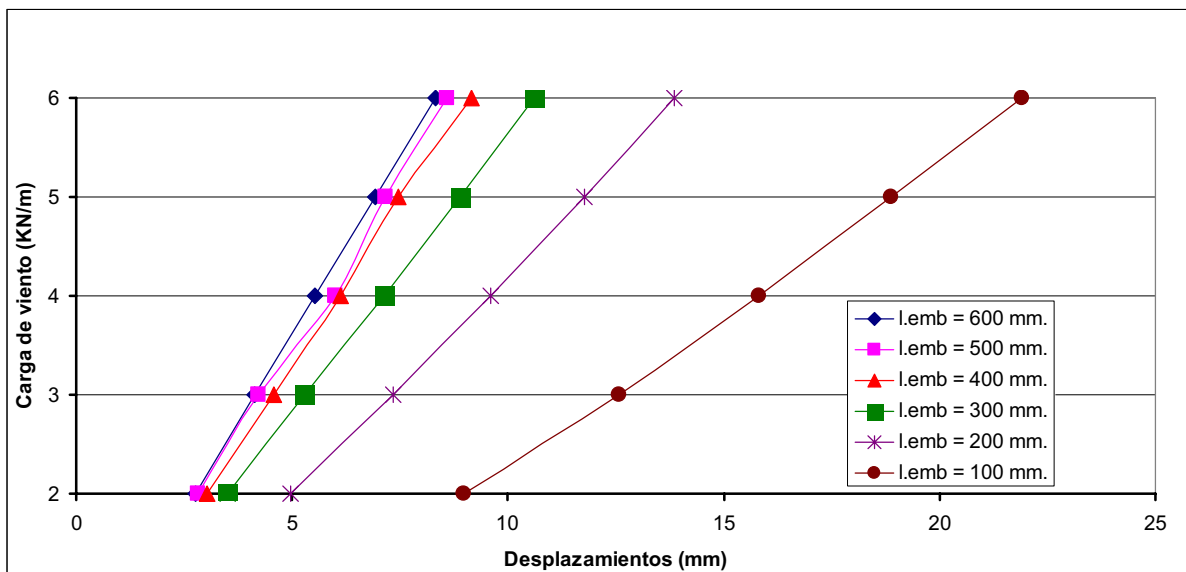
Gráfica 2: Deformadas del pilar del modelo cáliz con una profundidad de empotramiento de 600mm ante diversas cargas de viento



Gráfica 3: Deformadas del pilar del modelo monolítico con una profundidad de empotramiento de 600mm ante diversas cargas de viento



Gráfica 4: Desplazamientos máximos en la cabeza del pilar del modelo cáliz para diversas cargas de viento y profundidades de empotramiento

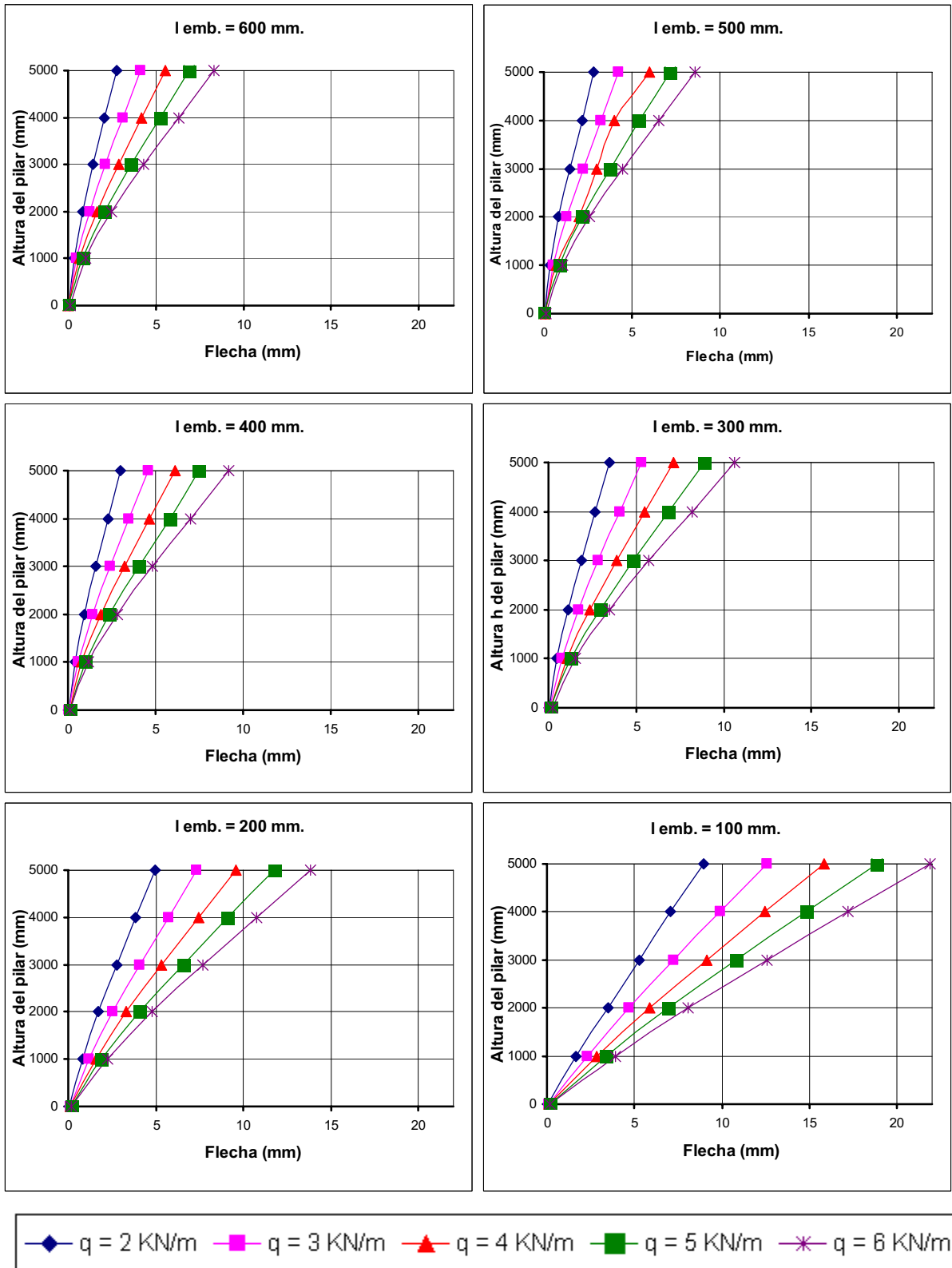


Estos resultados coinciden con los obtenidos por Armesto (2009), que también sitúan la zona de transición de comportamiento empotrado a articulado entre las profundidades de empotramiento de 200mm y 300mm

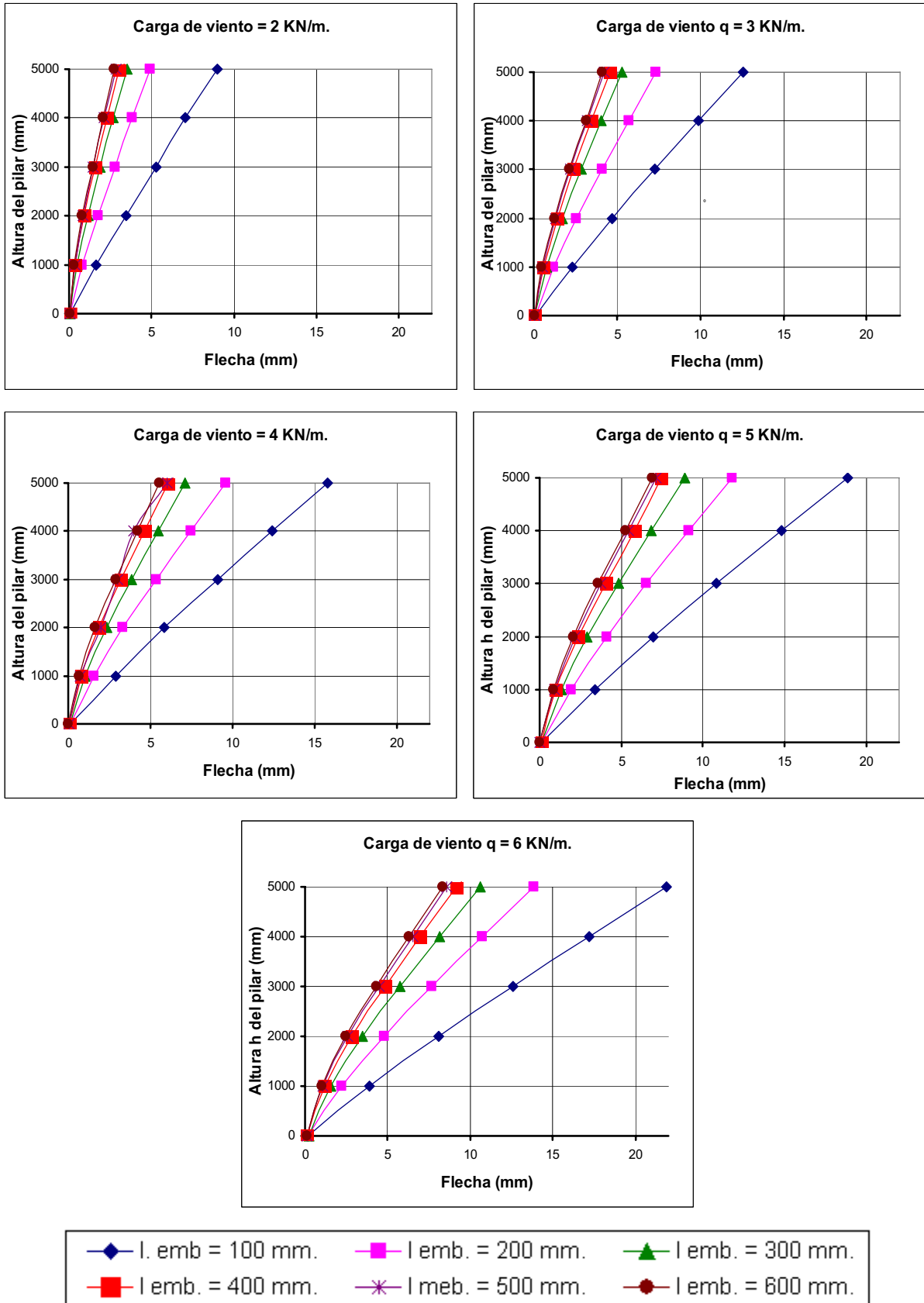
Las gráficas 5 y 6 muestran la variación de la flecha generada en el pilar para cada caso de carga de viento analizado para la totalidad de las profundidades de empotramiento estudiadas. En ellas se observa como para cada carga de viento los desplazamientos en el pilar aumentan considerablemente en profundidades de empotramiento de 300mm o inferiores.

Analizando la pendiente de las deformadas cerca del origen, se observa como a mayor profundidad de empotramiento la pendiente de los pilares tiende a la verticalidad, indicando una tendencia a comportamiento de unión rígida. Por el contrario al disminuir la profundidad de enterramiento, la pendiente del pilar se aleja de la verticalidad indicando una tendencia a unión articulada.

Gráfica 5: Desplazamientos en el pilar del modelo cáliz para distintas cargas de viento



Gráfica 6: Desplazamientos en el pilar del modelo cáliz para distintas profundidades de empotramiento



6 CONCLUSIONES.

En el artículo se ha mostrado el análisis realizado mediante técnicas numéricas basadas en el Método de los Elementos finitos con el fin de analizar las uniones pilar-zapata del tipo cáliz de superficies lisas.

En primer lugar se han discretizado varios modelos de elementos finitos de dos tipos de unión pilar-zapata, un modelo monolítico y un modelo cáliz. Con estos modelos se ha realizado un análisis numérico que ha permitido validar los modelos ante cargas axiales, cargas de viento y flechas con respecto a los métodos tradicionales de cálculo de este tipo de estructuras.

Los resultados obtenidos han permitido concluir que ambos modelos se comportan como una unión empotrada a una profundidad de 800mm, lo que corresponde a dos veces el canto del pilar.

Se ha demostrado que los principales factores que definen el comportamiento de la unión pilar-zapata son el tipo y las condiciones de la unión que se establecen entre el pilar y la vaina y la profundidad de introducción del pilar en la vaina.

Los casos analizados permiten concluir que los desplazamientos en el pilar aumentan cuanto mayor es la carga de viento aplicada, y disminuyen al aumentar la profundidad de empotramiento.

Para finalizar, se indica que para el pilar analizado de 400mm de canto, se produce un cambio en el comportamiento de la unión a una profundidad de empotramiento de 300mm, un 0.75 del valor del canto del pilar. Para valores superiores la tendencia de la unión es a comportarse como un empotramiento, mientras que para profundidades de empotramiento inferiores la unión tiende a comportarse como una articulación.

7 BIBLIOGRAFÍA.

Armesto, M. (2009). *Análisis del grado de rigidez de la unión pilar-zapata aislada, basado en el método de los elementos finitos*. Proyecto Fin de Carrera. Escuela Politécnica Superior de Huesca. Universidad de Zaragoza, Huesca.

Calavera, J. (2008). *Proyecto y Cálculo De Estructuras De Hormigón (2ª ed)*. Madrid: INTEMAC Instituto Técnico de Materiales y Construcciones.

EHE-08. Ministerio de Fomento. 2008. "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)"

El-sheikh, M., Pessiki, S., Sause, R & Lu, L. (2000). Moment rotation behavior of unbonded post-tensioned precast concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, V.97, nº 1.

Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1: General rules and rules for Buildings. (2002).

Fernandes Canha. (2004). *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. Tesis Doctoral. Río de Janeiro.

Leonhardt, F & Mönning, E. (1977). *Hormigón pretensado. Proyecto y Construcción*. Madrid: Ed. Instituto Eduardo Torroja.

Asociación brasileña de Normas Técnicas (1985) *NBR-9062/85. 1985. Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón prefabricado*. Río de Janeiro,

Ortiz Berrocal, L. (2007). *Resistencia De Materiales*. (3ª ed.) Madrid: McGraw-Hill/Interamericana.

Osanai, Y; Watanabe, F. & Okamoto, S. (1996). Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns. *ACI Structural Journal*, V.93, nº 3.