

# Estudio de diferentes tipologías estructurales para el proyecto de edificios altos: criterios de predimensionamiento y aplicación a dos casos de estudio.

## *Study of different structural systems for the design of tall buildings: dimensioning criteria and application to two cases of study.*

Jorge Berlana (\*), Hugo Corres (\*\*), Leonardo Todisco (\*\*\*)

### RESUMEN

La elección del sistema estructural más adecuado para un edificio alto suele establecerse en base a unas tablas introducidas por Khan en los años 60 que identifican unas alturas límites asociadas a cada tipología estructural. Sin embargo, el desarrollo de los procedimientos constructivos y de los materiales ha hecho que las alturas para las cuales los sistemas son eficaces varíen, permitiendo que para algunos sistemas la altura límite se vea incrementada considerablemente. En este artículo se analiza la aplicación de diferentes tipologías (*framed tube*, *shear wall*, *tube in tube*, *outriggers*) al proyecto de edificios altos. Se establecen unos criterios de predimensionamiento para los diferentes sistemas. Se utilizan modelos paramétricos para comparar los diferentes sistemas aplicándolos a dos casos de estudio, un edificio de 240 y otro de 480 metros de altura. Los resultados muestran que algunas tipologías ofrecen ventajas en rangos de alturas mayores a los descritos por Khan.

**Palabras clave:** Edificios en altura; tipologías estructurales; análisis paramétrico; framed tube, shear wall, tube in tube, outriggers

### ABSTRACT

*The choice of the most appropriate structural system for a tall building is usually based on charts introduced by Khan in the 60'. In these charts each structural typology is associated with its limit height. However, the progress of construction methods and materials may vary the heights for which the systems are effective, allowing the limit height to be considerably increased in some systems. This paper analyzes the application of different typologies (framed tube, shear wall, tube in tube, outriggers) to the design of tall buildings. Dimensioning criteria are established for each structural system. In addition, parametric models are used to compare the different systems by applying them to two case studies, a 240-meter and a 480-meter high buildings. The results show that some structural typologies may achieve ranges higher than those proposed by Khan.*

**Keywords:** Tall buildings; structural typologies; parametric analysis; framed tube, shear wall, tube in tube, outriggers

(\*) Ing. de Caminos. Alumno. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid (España)

(\*\*) Dr. Catedrático. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid (España)

(\*\*\*) Dr. Profesor Ayudante Doctor. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid (España).

Persona de contacto/Corresponding author: [j.berlana@alumnos.upm.es](mailto:j.berlana@alumnos.upm.es) (J. Berlana)

ORCID: <http://orcid.org/0000-0003-0672-2074> (J. Berlana) <http://orcid.org/0000-0002-4911-4047> (H. Corres); <http://orcid.org/0000-0003-1077-4942> (L. Todisco)

---

**Cómo citar este artículo/Citation:** Jorge Berlana, Hugo Corres, Leonardo Todisco (2021). Estudio de diferentes tipologías estructurales para el proyecto de edificios altos: criterios de predimensionamiento y aplicación a dos casos de estudio. *Informes de la Construcción*, 73(562): e390. <https://doi.org/10.3989/ic.78002>

**Copyright:** © 2021 CSIC. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso y distribución Creative Commons Reconocimiento 4.0 Internacional (CC BY 4.0).

Recibido/Received: 21/02/2020  
Aceptado/Accepted: 14/07/2020  
Publicado on-line/Published on-line: 05/07/2021

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Motivación

En la literatura técnica no hay una definición unívoca de edificio alto: algunos autores se basan en la altura total, sobre todo cuando ésta se convierte en el parámetro principal de dimensionamiento, otros, en el número de plantas. Incluso la esbeltez, definida como la relación entre la altura total y la menor dimensión de la base, es un factor que aparece al clasificar un edificio como “alto”.

*Fratelli* (1) define un edificio como alto cuando su altura sobre rasante supera los 20 pisos o los 60 metros de altura y su esbeltez es mayor de 5. Por otra parte, la Federación Internacional de Hormigón (*fib*) (2) define un edificio como “súper alto” cuando su altura supera los 300 metros, manteniendo una esbeltez mínima de 5. Con el incremento de las alturas alcanzadas en las últimas décadas, se ha incluido la definición de “mega altos” para los edificios con más de 600 metros de altura (3).

En la década de los 60 *Fazlur Khan* introdujo la idea del sistema estructural en forma de tubo (*framed tube system*) que se basa en el empleo de una fachada perimetral capaz de resistir las acciones horizontales, además de las gravitatorias. A partir de esta idea se han ido desarrollando diferentes tipologías estructurales que han servido para el proyecto y la construcción de la mayoría de los edificios altos hasta la actualidad. Estos sistemas se diferencian entre sí por la forma en la que se consigue la suficiente resistencia y rigidez frente a las acciones horizontales y gravitatorias (aunque estas últimas influyen menos en la elección del sistema resistente, no dejan de ser importantes), dando lugar a lo que se conoce como los *Structural System Chart*.

En las siguientes figuras se muestran los *Structural System Charts* para edificios de hormigón armado (Fig.1) y de estructura metálica (Fig.2). Una vez establecida la altura del edificio, estas tablas permiten identificar los diferentes sistemas compatibles estructuralmente con dicha altura.

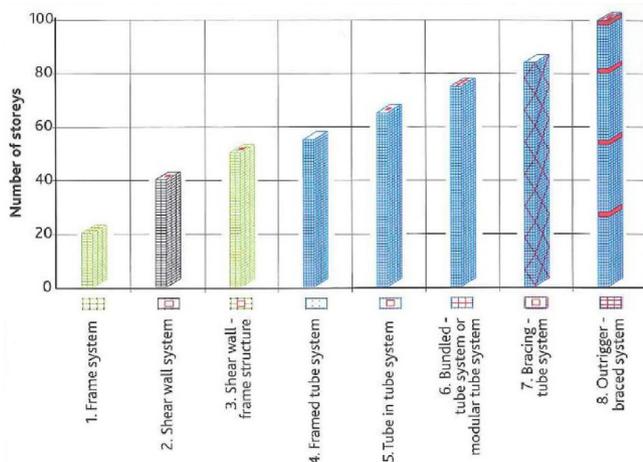


Figura 1. *Structural System Charts* para estructuras de hormigón (2)

Los *Structural System Charts*, que se desarrollaron en los años 60, han quedado desactualizados debido a los avances tanto en los procedimientos constructivos como en los materiales. Recientemente, se han llevado a cabo numerosos

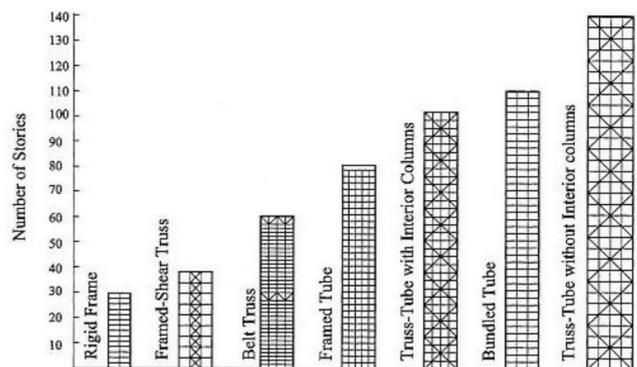


Figura 2. *Structural System Charts* para estructuras metálicas (4)

estudios acerca del comportamiento edificios altos con especial énfasis en las acciones de viento y sismo y sus efectos a nivel estructural (5), o analizando las últimas tendencias en tipologías estructurales en edificios construidos (6) o incluso planteando unas nuevas propuestas de clasificación (7). Este artículo se enmarca en esta última línea de investigación, y pretende acometer un estudio de las diferentes alturas para establecer unos rangos de utilización actualizados y en línea con el desarrollo de los materiales más recientes.

### 1.2. Objetivos

En este estudio se pretende, en primer lugar, analizar el funcionamiento de diferentes sistemas estructurales aplicados a edificios altos y analizar su eficiencia en términos de aprovechamiento de los materiales. Para ello es imprescindible recopilar datos de edificios reales y establecer criterios de predimensionamiento diferentes para cada uno de los sistemas estructurales. Se emplean modelos paramétricos que permitan, por un lado, variar el sistema estructural a estudiar y, por otro, modificar las características mecánicas de los materiales y las geométricas de las secciones resistentes. Los edificios se analizan frente a cargas gravitatorias y eólicas, y se estudia la eficiencia de los diferentes sistemas estructurales para cumplir los requisitos tanto de resistencia como de deformaciones.

### 1.3. Organización del artículo

Este artículo se organiza de la siguiente manera. En el capítulo 2 se describe la metodología empleada para modelizar los edificios, las hipótesis realizadas y las acciones consideradas. Los capítulos 3 y 4 se dedican al estudio de 2 sistemas estructurales (*framed tube* y *shear wall*) aplicados a un edificio de 240 metros de altura. Este análisis incluye la definición de la configuración estructural, los criterios de predimensionamiento y la discusión de los resultados obtenidos. En el capítulo 5 se analiza la aplicación de 4 tipologías estructurales (*framed tube*, *shear wall*, *tube in tube* y *outriggers*) a un edificio de 480 metros de altura. Finalmente, en el capítulo 6 se describen conclusiones y se plantean trabajos de investigación futuros.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Configuración geométrica

La configuración geométrica en planta juega un papel fundamental en el comportamiento de un edificio alto, sobre todo

frente a acciones eólicas y sísmicas. Como punto de partida se ha decidido utilizar, para los análisis descritos en este artículo, un edificio construido: se trata del *World Trade Center* (WTC), objeto de los atentados del 11 de septiembre de 2001. Tras los hechos se recopilaron una gran cantidad de datos de la estructura en los informes del NIST (*National Institute of Standard and Technology*) lo que ha facilitado la obtención de toda la información necesaria para realizar el estudio (8).

En los ejemplos que se desarrollan en este artículo se prevé el empleo de una estructura central y otra perimetral. La estructura central está compuesta por pilares metálicos o por un núcleo de hormigón. La estructura perimetral está compuesta por pilares metálicos conectados rígidamente o no a vigas dependiendo del sistema estructural.

Mientras que la zona interior de la estructura central está destinada a sistemas de elevación e instalaciones, el área entre estructura central y perimetral lo está al uso específico del edificio. Hay una tendencia natural a reducir lo máximo posible el aprovechamiento de las plantas, pero al mismo tiempo no debe olvidarse que, como se verá más adelante, este elemento, en algunos sistemas estructurales, es el principal responsable de resistir las acciones horizontales, que suelen ser condicionantes.

La superficie interior a la estructura central suele estar comprendida entre un 25–30% (6). En este estudio se emplea un valor del 25%, por lo tanto, tal y como se describe en la Fig. 3, el área de influencia de la estructura central y de la perimetral, resultan, respectivamente 56 y 44%. Estas áreas de influencia son importantes para definir el reparto de cargas gravitatorias entre ambas estructuras.

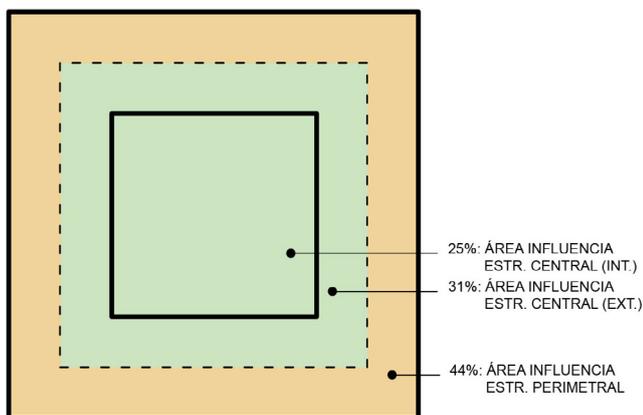


Figura 3. Planta del edificio modelo y áreas de influencia de la estructura central y perimetral.

La recopilación de información derivada de diferentes edificios, aunque no es objeto de este artículo, ha puesto de manifiesto que el rango de esbelteces habitual en edificios altos está comprendido entre 1/6 y 1/8. Este último es el valor que se ha adoptado en este estudio.

## 2.2. Acciones

Las acciones a considerar en un edificio alto no difieren respecto a los edificios normales. No obstante, los efectos de dichas acciones pueden verse magnificados, debido al gran

tamaño y número de pisos, de tal modo que problemas comúnmente despreciados en edificios comunes son relevantes en edificios altos.

Las acciones gravitatorias se deben a las cargas permanentes de los elementos estructurales y no estructurales (se ha considerado, en total, 5 kN/m<sup>2</sup> para peso propio y carga muerta del forjado y 1 kN/m<sup>2</sup> como peso de la cubierta de fachada), y también a las sobrecargas de uso del edificio (3 kN/m<sup>2</sup>). Al cuantificar la carga que se reparte a cada columna o al núcleo es necesario conocer al área tributaria de cada elemento, la cual varía dependiendo del sistema estructural. Los edificios rigidizados únicamente por la fachada (p.e. *framed tube*) tienen las columnas mucho más próximas unas de otras que los sistemas donde la estructura más importante está situada en el interior (p.e. *shear wall*), por lo que el área que carga sobre cada una es mucho menor. El reparto de áreas de influencia viene definido por lo comentado anteriormente.

La acción del viento es predominante a la hora de proyectar un edificio alto y la que suele determinar, junto con las acciones sísmicas en zonas susceptibles de sufrir terremotos, el sistema estructural más apropiado. La acción del viento sobre la fachada produce principalmente una fuerza en las caras perpendiculares a las que entra en contacto y a su vez produce una succión en las caras opuestas del edificio. La fuerza del viento es, por tanto, proporcional a la altura del edificio y a su anchura.

Las normas habitualmente utilizadas en edificación incorporan un método para calcular estas fuerzas en función de una velocidad básica del viento que varía según la localización. Para edificios altos, sin embargo, es recomendable un estudio de mayor detalle de estos efectos. La utilización de normativas basadas en una experiencia más profunda en el diseño de edificios altos como puede ser el *Chicago Code* o el *NY City Code* (9). En estas normas el viento se descompone en un viento uniforme a lo largo de toda la altura del edificio de valor aproximado 0,98 kN/m<sup>2</sup>, al que se suma un empuje variable con una determinada relación entre la altura y el valor del empuje. Esta relación suele tener un valor cercano a 0.004. El empuje del viento puede estar resistido en parte por la estructura del núcleo interior y en parte por la fachada. El reparto entre estos mecanismos depende del sistema estructural escogido. En la siguiente sección se analiza un edificio donde las acciones horizontales están resistidas solo por la estructura perimetral. Cabe recordar que la aceleración excesiva debida al viento puede derivar en problemas de confort y este aspecto no se ha considerado en este trabajo.

## 3. EDIFICIO DE 240 METROS: FRAMED TUBE

### 3.1. Configuración estructural

El *framed tube system* es una tipología estructural (cuarto sistema en la Fig. 2) constituida por un sistema de pilares exteriores rígidamente conectados entre ellos por unas vigas de gran canto perimetrales. Este conjunto de pilares y vigas aporta la totalidad de la rigidez necesaria para resistir las acciones eólicas y sísmicas. Los pilares interiores están encargados de transmitir solo cargas gravitacionales. El valor de altura límite de esta tipología, según (4), es de 80 plantas, unos 240 metros. No obstante, este sistema estructural es el que se empleó para la construcción del WTC cuya altura era de 382 metros.

Empleando este edificio como referencia, en el modelo simplificado que se propone en este estudio, se emplean columnas de sección tubular cuadrada de 30x30 cm, siendo el espesor la dimensión a determinar en cada uno de los casos estudiados. Debido a la variación de las cargas tanto verticales como del viento con la altura, no sería eficiente mantener un mismo espesor en toda la longitud de la columna, por lo que las columnas se agrupan en 5 niveles de espesor variable, tal y como se pone de manifiesto en la Fig. 4 (izquierda). Las vigas son elementos metálicos macizos, de sección rectangular de 1,00 m de canto y espesor variable según la agrupación de Fig. 4 (derecha), que también es similar a la del *World Trade Center* (8).

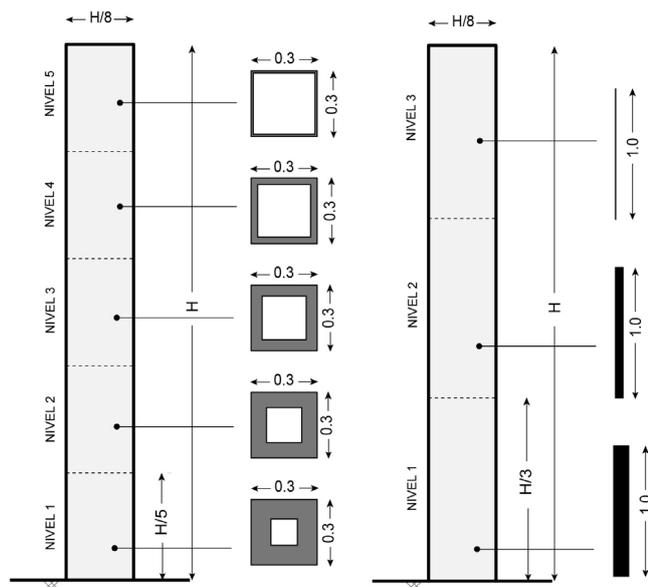


Figura 4. Geometría columnas (izq.) Geometría vigas (der.)

Tanto para las vigas como para las columnas, por razones constructivas, se limita el espesor máximo y mínimo, respectivamente, 12 y 1 cm. Estos límites influyen tanto en el número de elementos necesarios en cada una de las partes del sistema estructural como en el aprovechamiento de los mismos, por muy poco solicitados que estén ciertas secciones, sobre todo en los pisos más elevados, no se reducirán por debajo de este límite inferior.

### 3.2. Criterios de predimensionamiento

En este apartado se establecen unos criterios de predimensionamiento para definir los valores iniciales de los espesores de los elementos estructurales y emplearlos como punto de partida para el modelo estructural. Al tratarse de un predimensionamiento se realizan una serie de simplificaciones en el cálculo estructural.

#### Efecto de los axiles en el predimensionamiento

Los axiles, en cada planta, debidos a las cargas verticales se pueden considerar que son iguales en todas las columnas al estar situadas a poca distancia unas de otras; por lo tanto, los axiles se obtienen dividiendo la carga total correspondiente al área de influencia de la fachada entre el número total de columnas menos dos, para tener en cuenta que las cuatro columnas situadas en las esquinas se llevan la mitad de carga.

Para el caso del peso propio de la fachada se considera que el área que corresponde a cada nudo de unión entre viga y columna se determina a partir de la altura de piso y la distancia entre columna. En este caso todas las columnas soportan la misma carga puesto que las situadas en las esquinas soportan parte de la cubierta de las dos fachadas coincidentes.

En cuanto a los esfuerzos producidos por la acción del viento se considera que son únicamente resistidos por las fachadas perpendiculares, generándose un par de fuerzas que contrarrestan el momento que se produce debido al viento. Estos axiles, a su vez, se reparten uniformemente entre todas las columnas, y, por lo tanto, en el predimensionamiento inicial se desprecia el efecto del retraso de cortante (*shear lag*) que lleva a una no homogénea distribución de axiles en las columnas.

Asimismo, se considera que las columnas ubicadas en el interior del edificio soportan únicamente las cargas gravitatorias definidas por área de influencia. La distribución de las columnas interiores debe ser tal que los acortamientos diferenciales no sean muy elevados y el número debe minimizarse para permitir un uso del espacio lo más flexible posible (10). En el caso del WTC se optó por una distribución de columnas ortogonal que cubría toda la zona interior del edificio, un 27% en este caso (8).

#### Efecto de los momentos en el predimensionamiento

El cálculo de momentos en los elementos de fachada se realiza mediante el *Portal Method* (11) que se basa en el equilibrio de los diferentes cortantes entre dos pisos consecutivos. Este método se aplica a la fachada paralela al viento y permite dimensionar las vigas. Para el caso de las columnas, el valor obtenido correspondería únicamente a las de las esquinas, pero al tratarse de un análisis aproximado se considera ese valor para todas las columnas. Esta simplificación está del lado de la seguridad dado que las columnas de las esquinas soportan mayor carga.

Una vez obtenidos los esfuerzos en cada elemento, se define la sección mediante un análisis elástico y se limita la tensión máxima a un 80% de la tensión límite, una vez aplicados los correspondientes coeficientes de mayoración de las cargas. En este estudio se emplea un acero S275.

### 3.3. Resultados

Con los criterios de predimensionamiento definido en los apartados anteriores, se genera un modelo tridimensional en Grasshopper, plug-in de Rhinoceros. Esta herramienta, a través de una serie de parámetros, permite variar las características geométricas, los materiales y las cargas para analizar cada uno de los sistemas estructurales.

Parámetros iniciales introducidos:

- Esbeltez = 8
- N.º de Columnas en cada fachada = 31
- Altura de piso = 4 m
- N.º de pisos = 60

A partir de estos parámetros se obtienen las características geométricas del edificio:

Altura total = 240 m

Ancho de la base = 30 m

Área total de la base = 900 m<sup>2</sup>

Una vez definida la geometría del edificio, en el modelo se introducen las cargas (calculadas según lo comentado en el punto 2.2.) y los espesores de vigas y columnas obtenidos en el predimensionamiento (descritos en el punto 3.2), se analizan los resultados y se comprueba que cumplan con los criterios de resistencia ( $\sigma_{Ed} < 0.8 f_{yd}$ ) y deformación ( $H/500$ ).

La Fig.5 muestra la distribución de axiles en las columnas perimetrales debidos al viento (izquierda) y a la carga total (derecha). Las leyes de esfuerzos están pintadas de azul para las fachadas paralelas al viento y de rojo para las perpendiculares. Además, para facilitar la lectura de los resultados, las gráficas reproducen estas distribuciones solo en la planta inferior de los 5 niveles en los cuales se agrupan los pilares. Cabe destacar que se obtiene una distribución de axiles en las columnas de las fachadas paralelas y perpendiculares al viento que coincide con la propuesta por Khan y Sbarounis (12). Se verifica así la distribución irregular de axiles provocados por el viento en las columnas, debido al *shear lag*.

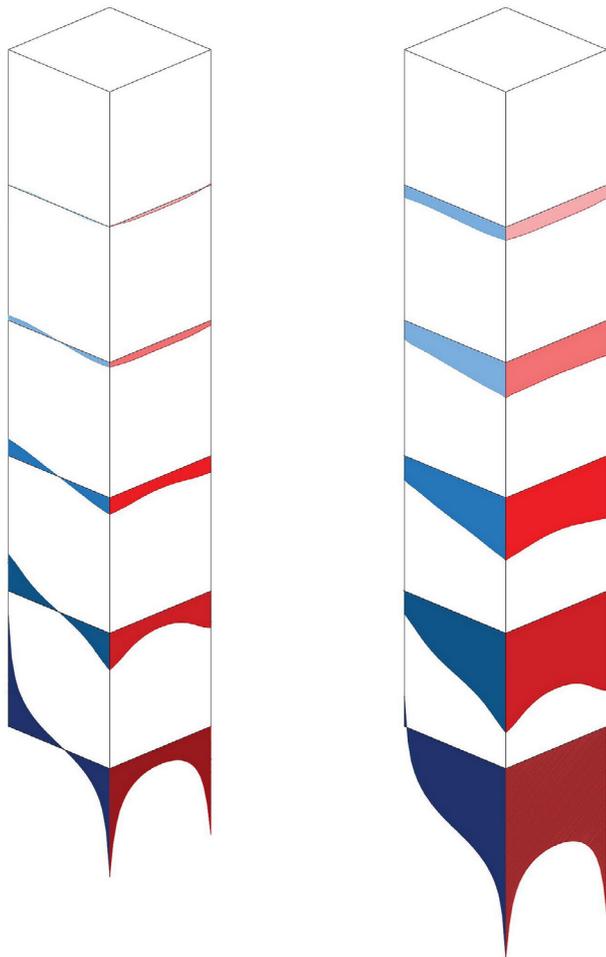


Figura 5. Distribución de axiles debidos al viento (izquierda) y axiles debidos a la carga total (derecha).

Los momentos que resisten las columnas, calculados mediante el “Portal Method”, deberían tener un valor igual o muy similar en las columnas interiores y la mitad en las columnas de las esquinas, para la fachada paralela al viento. El resultado obtenido pone de manifiesto una distribución relativamente uniforme; el valor más alto se obtiene en la columna central y en la columna exteriores hay una reducción entre el 10% y el 45% comparado con el valor en la columna central.

Sin embargo, en la fachada perpendicular al viento, al no tener por sí misma una gran rigidez en la dirección de las acciones horizontales, únicamente soportarán momento las columnas situadas en las esquinas al estar unidas rigidamente a la fachada paralela al viento que si tiene rigidez en esa dirección.

La Fig. 6 describe la ratio de utilización de las columnas en la planta inferior de cada nivel. Los valores obtenidos no superan el 80% salvo en las columnas de las esquinas por tener que soportar un mayor axil debido al *shear lag*. Debe considerarse que el viento puede actuar en cualquiera dirección, por lo que para hacer una valoración de la ratio de utilización se deben coger los máximos valores relativos a las fachadas paralelas y perpendiculares.

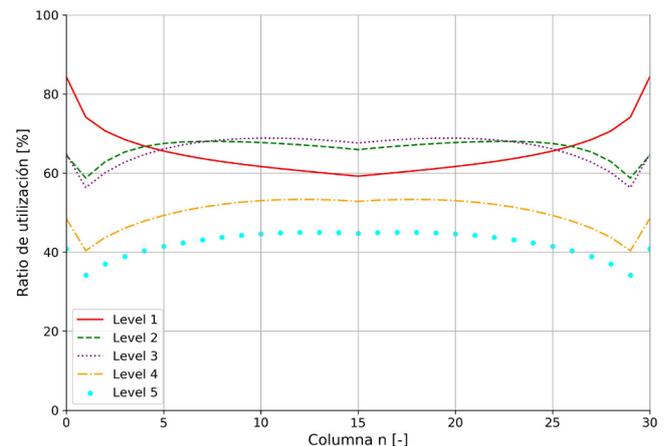


Figura 6. Ratio de utilización de las columnas en la planta inferior de cada nivel satisfaciendo el criterio tensional.

En la Tabla 1 se recogen los valores promedio de utilización de las columnas. En los tres primeros niveles están comprendidos entre el 60% y 70%: estos valores resultan cercanos al 80% que se pretende obtener con el predimensionamiento. Se puede concluir que las simplificaciones realizadas en el predimensionamiento del modelo son correctas para el caso de un edificio de 240 metros de altura, y que permiten estimar fácilmente los espesores con un nivel de error aceptable.

Tabla 1. Ratio de utilización promedio

Ratio de utilización promedio [%]		
Niveles	Columnas	Vigas
1	66	67
2	66	59
3	66	46
4	50	-
5	42	-

Sin embargo, para los niveles superiores la ratio de utilización es menor, por lo que para aumentar el aprovechamiento del material se podrían reducir los espesores por debajo del valor mínimo establecido.

El desplazamiento horizontal máximo alcanza los 0.59 metros, superando el límite de  $H/500$  (0.50 m) y poniendo así de manifiesto que el criterio más restrictivo para esta tipología estructural es la deformación y no la resistencia. Como la deformación máxima del edificio en el punto más elevado es mayor que el límite, es necesario aumentar los espesores de columnas y/o vigas para aumentar la rigidez de la fachada. Este aumento de los espesores se puede realizar de varias formas:

- Alternativa 1. Aumentando el espesor empezando por el nivel inferior hasta llegar al máximo de 12 cm y sucesivamente los niveles superiores. Así se concentran los espesores mayores en los niveles más bajos que es donde los esfuerzos son mayores.
- Alternativa 2: Utilizando el mismo espesor en todos los niveles para crear así un tubo uniforme que se asemeje a una viga de canto constante.
- Alternativa 3. Incrementando los espesores uniformemente en todos los niveles teniendo un mayor espesor en la parte inferior y uno menor en los niveles superiores.
- Alternativa 4. Aumentando los espesores uniformemente y además variando el espesor de las vigas. De esta alternativa estudiaremos tres sub-casos con diferentes espesores de vigas.

En la Tabla 2. se recogen los espesores, en cm, utilizados en cada una de las alternativas. Se puede observar en la Fig. 7 cómo las tres primeras alternativas necesitan,

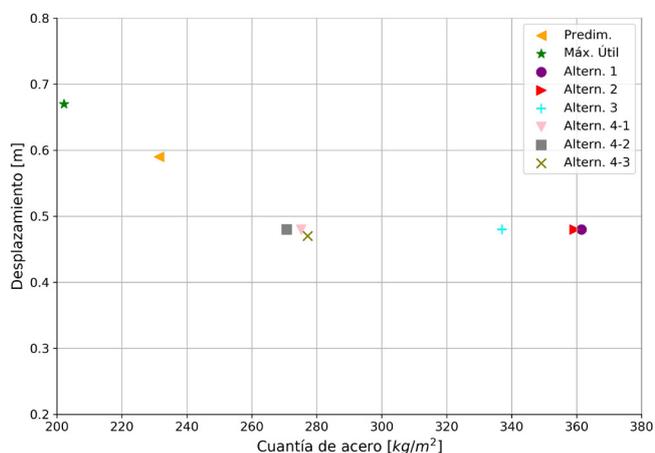


Figura 7. Relación desplazamiento máximo / cuantía de acero.

para cumplir la deformación máxima, mucha mayor cantidad de acero, desestimándose como buenos métodos de distribución del material. El reparto uniforme entre los distintos niveles muestra un mejor aprovechamiento, pero únicamente si también se varían las vigas.

La alternativa 4-2 es la que cumple la deformación límite con la menor cuantía de acero. Con estos valores la ratio de utilización baja considerablemente, sobre todo en las vigas, reduciéndose hasta un 17% en el nivel más alto (Fig. 8). En resumen, la necesidad de reducir la deformación de la fachada provoca un desaprovechamiento elevado del material en término de esfuerzos.

Este análisis ha puesto de manifiesto la importancia de las vigas en esta tipología estructural para resistir las acciones horizontales. Un aumento de las dimensiones de las vigas se traduce en una reducción de la deformación horizontal de forma eficiente hasta que los espesores llegan hasta los 4, 4, y 3 cm en los niveles 1, 2 y 3 respectivamente (Alternativa 4-2); a partir de ahí, el aumento de sección en las vigas (Alternativa 4-3) no provoca una reducción en las columnas suficientemente grande como para que la cuantía de acero sea menor.

Para conseguir una deformación menor al valor límite es necesario revisar los espesores de las columnas y, por lo tanto, esto lleva a un incremento de la cuantía de acero de un 32% respecto a la cuantía que maximizaba la ratio de utilización. Este aumento de casi un tercio para cumplir los requisitos de deformación supone un gran aumento en el coste final del edificio. Las ratios de utilización de las columnas, tras esta modificación, quedan reflejadas en la Fig. 8.

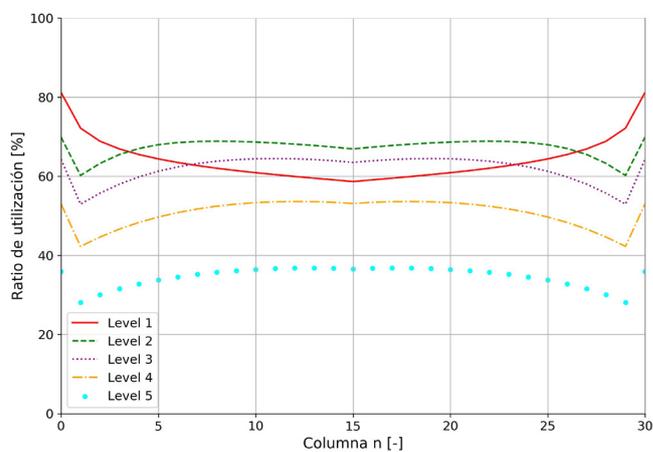


Figura 8. Ratio de utilización de las columnas en la planta inferior de cada nivel satisfaciendo criterios tensionales y de deformación.

Tabla 2. Espesores de columnas y vigas en las diferentes alternativas.

Nivel	Predim		Max. Útil.		Altern.1		Altern.2		Altern.3		Altern.4-1		Altern.4-2		Altern.4-3	
	Col.	Vig.														
1	7	1.5	6	1.5	12	1.5	8.5	1.5	11	1.5	9	3	7	4	7	5
2	5.5	1.5	4.5	1.5	12	1.5	8.5	1.5	9.5	1.5	6.5	3	5.5	4	5	5
3	3.5	1	3	1	12	1	8.5	1	7	1	4	2	4	3	4	5
4	3	-	2	-	12	-	8	-	6	-	3	-	3.5	-	3	-
5	1.5	-	1	-	1.5	-	8	-	5	-	2.5	-	2	-	2	-
Cuantía	231.44 kg/m²		202.18 kg/m²		361.51 kg/m²		359.35 kg/m²		337.07 kg/m²		275.20 kg/m²		270.79 kg/m²		277.20 kg/m²	

Tal y como se menciona en (6), a diferencia de los edificios normales donde las cuantías se mantienen prácticamente constantes, en los edificios altos crecen rápidamente con la altura del edificio. Por lo tanto, la cuantía, referida a la superficie total del edificio, es un valor importante a considerar para comparar la eficiencia de cada una de las alternativas estudiadas. Cabe comentar que la cuantía supuesta por (6) para un edificio de 200 metros de altura está alrededor de 250 kg/m<sup>2</sup>, valor que se encuentra en la línea de los resultados ilustrados en la Fig. 7.

En la Tabla 3 se muestra el reparto porcentual de la cuantía de acero total del edificio entre estructura exterior (columnas perimetrales y vigas) y estructura interior. Para la estructura exterior se puede calcular la cantidad de acero necesaria para soportar únicamente las cargas gravitatorias, y la adicional requerida al incluirse también la acción del viento. La cuantía de acero dispuesta en la fachada para resistir acciones eólicas y gravitacionales es cuatro veces mayor que la cuantía de acero necesaria para resistir únicamente acciones gravitacionales.

**Tabla 3.** Reparto porcentual de la cuantía de acero.

	Interior	Exterior	
		cargas gravit.	viento
Criterio tensional	19 %	24 %	57 %
Criterio deformación	16 %	20 %	64 %

## 4. EDIFICIO DE 240 METROS: SHEAR WALL

### 4.1. Configuración geométrica

El *shear wall system* está definido por una serie de pantallas continuas en toda la altura y ortogonales entre ellas, de manera que unidas rígidamente forman un gran núcleo que es el encargado de resistir las fuerzas laterales y las cargas gravitatorias como si se tratase de una ménsula.

Las dimensiones en planta del núcleo vienen determinadas por el porcentaje de área interior (25%) ya que los muros se dispondrán alrededor de esta área formando una sección tubular. La variable fundamental que se adapta a las necesidades de rigidez y resistencia será el espesor de los muros. El núcleo se comporta como una viga sometida a flexo-compresión en la que la compresión debida a las cargas verticales debe compensar la tracción originada en el muro más cercano a la fachada que recibe la acción del viento para evitar tracciones. Este planteamiento permite evitar la aparición de fisuras en el hormigón, así como un posible despegue de la cimentación.

En la zona exterior, las columnas únicamente soportan las cargas verticales, pues la acción del viento esta únicamente resistida por el núcleo debido a su gran rigidez en comparación con la fachada. Esto permite que el número de columnas sea menor que en el sistema *framed tube* y la distancia entre ellas aumente. Si bien en casos reales como el de las *Torres Petronas* las columnas son circulares y tienen un gran diámetro, hasta 240 cm (13), en el modelo planteado se mantiene la misma tipología de columnas, tubular cuadrada de 30x30 cm, variando el espesor en cinco tramos de igual altura y se incrementa la distancia entre ellas. Además, se eliminan las vigas perimetrales.

### 4.2. Criterios de predimensionamiento

El momento en el núcleo se calcula aplicando la distribución de presiones del viento que actúa en la fachada sobre una viga en ménsula. El axil es simplemente la fuerza total que actúa debido a las cargas verticales en un área total compuesta por el área interior y la parte del área exterior que gravita sobre el núcleo. Esta operación se realiza en cada uno de los cinco niveles en los que se divide el núcleo para así poder calcular los diferentes espesores. Con el momento y el axil de diseño se utiliza una distribución elástica de tensiones, limitando la tensión máxima en un 80% de la tensión límite, una vez aplicado el correspondiente coeficiente de minoración de resistencia. Se emplea un hormigón cuya resistencia característica es 40 MPa.

Las columnas exteriores solo soportan la carga vertical, por lo que los espesores se determinan calculando la carga total del área de influencia de la fachada. Comentar que en este caso se ha reducido el número de columnas a 7 por cada lado de la fachada de modo que la distancia entre ellas sea de 5 metros.

La rigidez a flexión de la fachada es relevante cuando los elementos tienen rigidez por sí mismos y están empotrados unos a otros para que las fachadas paralelas al viento actúen como una viga *vierendeel* (14). Si, como en este caso, se eliminan las vigas perimetrales y las columnas tienen una rigidez reducida resulta que la fachada no puede resistir cargas horizontales. El resultado es una fachada más ligera y económica, que además permite una mayor libertad a la hora de diseñar el aspecto exterior del edificio.

### 4.3. Resultados

El núcleo está modelado como un elemento lineal con sección tubular cuadrada y espesores variables. La distribución de axiles es la correspondiente a una columna con carga vertical creciente hacia la base. La distribución de momentos se corresponde a la de una viga en ménsula y sometida a cargas horizontales repartidas a lo largo de toda la longitud. La carga de viento aplicada es la combinación de una carga uniformemente distribuida y de una carga variable con la altura como se explica en el punto 2.2.

La Fig. 9 muestra la ratio de utilización del núcleo; se aprecia que los valores están alrededor del 80% a excepción de los dos niveles superiores donde el espesor necesario para resistir los esfuerzos es inferior al mínimo de 30 cm.

El desplazamiento máximo en el punto más alto del edificio alcanza los 0.39 metros, no superando el límite impuesto (0.50 m) gracias a la gran rigidez del núcleo de hormigón. Incluso si se tiene en cuenta el aumento de flexibilidad que puedan producir las diferentes aberturas de las que disponga el núcleo, es razonable pensar que no se superaría el límite, puesto que cumple con bastante margen. El sistema estructural de la fachada resistente no se han estudiado en detalle, considerando que el acero soporta por igual las tracciones y las compresiones.

De manera diferente, en el caso del núcleo de hormigón, es necesario comprobar si el núcleo está sometido a tracciones debido a la acción volcadora del viento y de ser así, la magnitud de las mismas. Para ello es relevante analizar la combinación pésima de esfuerzos que puede generar mayores

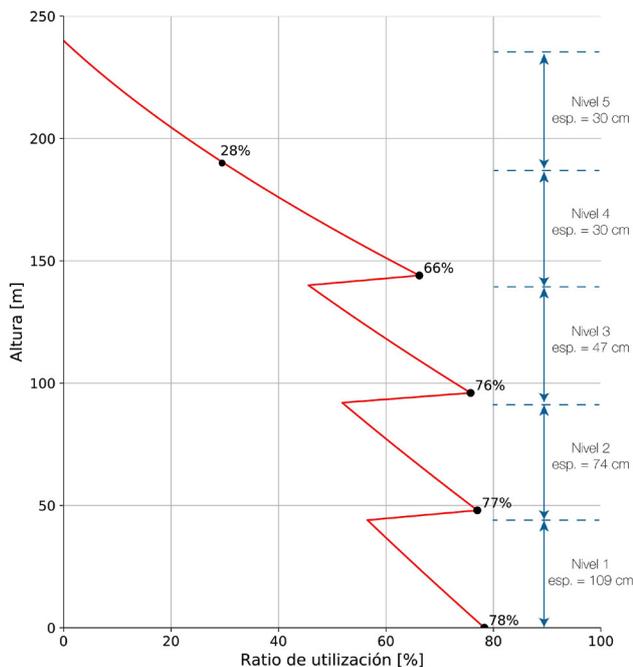


Figura 9. Ratio de utilización del núcleo del shear wall system.

tracciones. Como la carga vertical es siempre de compresión, ayuda a compensar las tracciones producidas por la acción del viento, por lo que la pésima combinación es aquella que maximice el viento, reduzca la carga permanente y elimine la sobrecarga.

En este caso sí se producen tracciones en la base del núcleo con un valor de 2 MPa (Fig. 10). Este valor es pequeño y realizando una comprobación con la cuantía geométrica mínima recogida en la tabla 42.3.5 de la EHE (15), que supondría un 4% del área total de la sección de hormigón, se puede asumir dichas tracciones pueden ser resistidas por el acero.

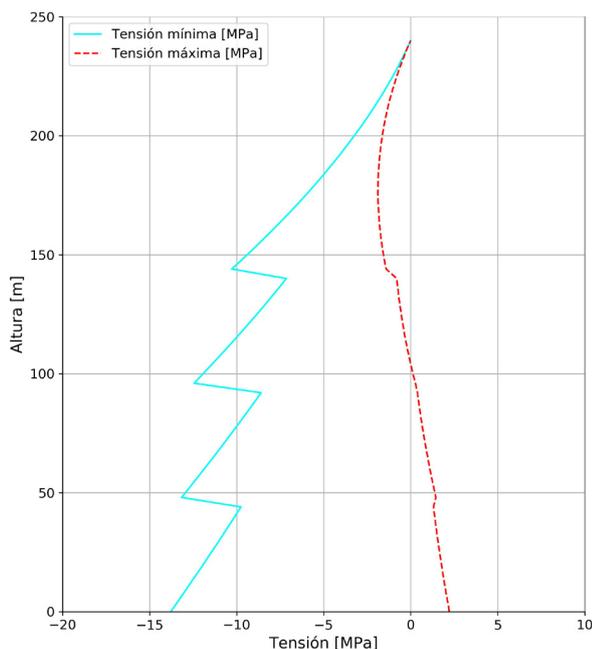


Figura 10. Tensiones máximas y mínimas en el núcleo del shear wall system.

#### 4.4. Conclusiones acerca del edificio de 240 metros

En los análisis descritos anteriormente se ha estudiado el comportamiento de un edificio de 240 metros de altura proyectado empleando dos tipologías diferentes: *framed tube system* y *shear wall system*. El primer sistema ha puesto de manifiesto como la limitación de los desplazamientos horizontales debidos al viento lleva a un sobredimensionamiento muy importante de las columnas (ratio media de aprovechamiento del 60%); el segundo sistema cumple correctamente con los criterios de resistencia de deformaciones y de rigidez, y además permite el empleo de un número reducido de columnas perimetrales y la eliminación de las vigas de conexión entre ellas.

En la siguiente sección se aplican los mismos sistemas estructurales (*framed tube* y *shear wall systems*) y se añaden otros dos (*tube in tube system* y *outriggers*) a un edificio de altura doble (480 metros) respecto al previamente analizado. Se ha mantenido la misma esbeltez entre los dos casos de estudio. Tal y como se ha hecho para el edificio de 240 m, el análisis comienza con la definición de los parámetros de diseño.

### 5. EDIFICIO DE 480 METROS

#### 5.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

El modelo paramétrico desarrollado en Grasshopper permite extender el estudio a un edificio de 480 metros de altura. A continuación, se describen los parámetros introducidos:

Esbeltez = 8

Altura de piso = 4 m

N.º de pisos = 120

A partir de estos parámetros se obtienen las características geométricas del edificio.

Altura total = 480 m

Ancho de la base = 60 m

Área total de la base = 3600 m<sup>2</sup>

Se emplean las mismas cargas y materiales descritos para el caso del edificio de 240 metros de altura.

#### 5.2. Framed tube

Se han considerado 61 columnas en cada lado del perímetro exterior del edificio. Empleando los criterios de predimensionamiento expuestos anteriormente, se obtiene que los espesores superan el valor límite de 12 cm en cuatro de los cinco niveles. La ratio de utilización está por encima del 100% en muchas columnas, si bien en las columnas centrales de los niveles más elevados se cumple el criterio tensional. Tanto las tensiones como las deformaciones que se producen en las columnas de las esquinas y en las de los niveles inferiores resultan demasiado elevadas.

Incluso utilizando un acero S355 se conseguiría bajar la ratio lo suficiente para cumplir con el límite establecido. Además, la deformación seguiría siendo muy superior a la admisible.

Las dimensiones necesarias de los elementos vigas y columnas son tan elevadas que hacen inviable la construcción de un edificio de 480 metros utilizando el *framed tube system*.

Este resultado confirma el trabajo de *Khan* por el cual este sistema es más indicado para edificios de hasta 320 metros (4).

### 5.3. Shear wall

Los espesores del núcleo obtenidos mediante el predimensionamiento alcanzan el máximo valor impuesto por razones constructivas, 120 cm, en los tres niveles inferiores, por lo que las tensiones resultan superiores al límite. En cuanto a la deformación, en el punto más alto el desplazamiento alcanza 1.45 metros, muy por encima del límite de  $H/500$  (0.96 metros).

Como las dimensiones del núcleo vienen determinadas por el 25% del área interior, y los espesores han alcanzado el límite, se plantea modificar la resistencia del hormigón del núcleo para cumplir los criterios tensionales y de deformaciones. El empleo de hormigones de ultra alta resistencia de 120 MPa permite cumplir los requisitos tensionales; no obstante, la deformación asociada es de 1.18 metros, mayor al límite. La razón de ello es que, en el hormigón, la capacidad resistente crece más rápidamente que el módulo elástico.

Se plantea, entonces, modificar la sección transversal del núcleo, manteniendo las dimensiones exteriores. Cabe añadir que en edificios ya construidos como por ejemplo *Las Torres Petronas* (13) o la *Torre Shanghai* (16), el núcleo (que representa aproximadamente el 25% del área total) tiene muros que dividen el área interior en sectores (Fig. 11).

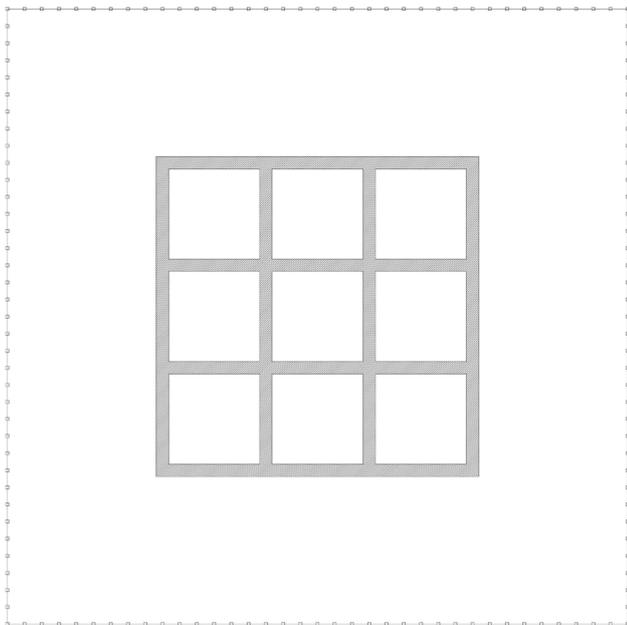


Figura 11. Planta del shear wall system donde se rigidiza el núcleo mediante pantallas interiores

La modificación de la sección mediante particiones duplica el área de hormigón y, consecuentemente, reduce la tensión de manera más eficaz. Si se mantuviera el hormigón de 40MPa, el incremento del área no sería suficiente para

conseguir una ratio de utilización del 80%. Para satisfacer el criterio tensional es necesario emplear un hormigón cuya resistencia característica sea 80 MPa. Además de los beneficios desde un punto de vista resistente, se consigue una reducción del desplazamiento máximo del 19%, alcanzando el valor límite de 0.96 metros que cumple el criterio de deformación. La correspondiente cuantía de hormigón es de  $0.257 \text{ m}^3/\text{m}^2$  lo cual resulta el doble respecto al edificio de 240 metros. Duplicar la altura del edificio manteniendo la misma esbeltez, permite conseguir un incremento de la superficie total de 8 veces (de 54000 a 432000  $\text{m}^2$ ). La cuantía asociada a la fachada, que solamente soporta cargas verticales, es de  $65,9 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

### 5.4. Tube in tube

En el edificio de 240 metros el sistema de *shear wall* resultó ser el más adecuado, y con el predimensionamiento ya se cumplían los criterios de resistencia y de deformaciones de manera holgada; sin embargo, en el edificio de 480 metros, este sistema no ha resultado tan adecuado como para el edificio de menor altura. Tras el primer cálculo ha sido necesario recurrir a hormigones de mayor resistencia y aumentar el volumen de hormigón con muros interiores en el núcleo.

En este apartado se estudia el sistema *tube in tube*, que era innecesario en el edificio de 240 metros, pero parece una posible solución para el edificio de 480 metros. El sistema *tube in tube* consiste en un núcleo de hormigón que resiste las acciones horizontales de manera combinada con la fachada compuesta por pilares y vigas perimetrales. Básicamente, se trata de un sistema híbrido entre *shear wall* y *framed tube*.

Partiendo de las dimensiones del núcleo obtenidas en el predimensionamiento del sistema *shear wall*, que no cumplía ni los límites resistentes ni deformacionales, y una fachada de 37 columnas en cada lado, se introducen las vigas de fachada para dar rigidez a la misma y hacer que resista parte de la fuerza del viento. Los resultados ponen de manifiesto que la fachada únicamente reduce la ratio de utilización del núcleo en la base un 7%, lo cual no es suficiente considerando que la ratio en este caso es mayor al 200%. En cuanto a la deformación, la fachada si colabora de manera significativa con el núcleo reduciendo el desplazamiento total del punto más alto del edificio un 27%, pero aun así llegando hasta 1.05 metros, que sigue superando el límite de  $H/500$  (0.96 metros).

Para hacer más efectiva la fachada, se incrementa el número de columnas de fachada de 37 a 61, igual que el caso del *framed tube* y el núcleo se mantiene igual al obtenido por el predimensionamiento del *shear wall*.

La reducción de la ratio de utilización es del 10%, aún por debajo de lo necesario para que el núcleo cumpla el criterio de resistencia. Sin embargo, la deformación disminuye un 37% alcanzando un desplazamiento final de 0.91 metros que cumple con el límite establecido.

La Fig. 12 muestra la comparación del momento flector debido al viento en el núcleo del *shear wall* y del *tube in tube*. La reducción que produce la fachada es considerable dado que el momento en la base del núcleo se reduce un 35% y en la parte superior, por encima de los 332 metros de altura, el momento incluso cambia de signo.

En definitiva, se concluye que la fachada tubular es eficaz en la reducción del desplazamiento del núcleo, pero en términos de esfuerzos, el núcleo sigue soportando una gran cantidad de carga vertical y la reducción del momento producido por el viento que supone la adición de la fachada tubular no es suficiente. Para poder cumplir los criterios de resistencia es necesario incrementar al área tal y como se ha hecho en el sistema *shear wall* o aumentar la resistencia hasta los 100 MPa si se pretende mantener la geometría inicial del núcleo. Con esto se obtendría una cuantía de hormigón de  $0.128 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , la mitad que en *shear wall*, pero a costa de aumentar la cuantía de la fachada a  $85.5 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

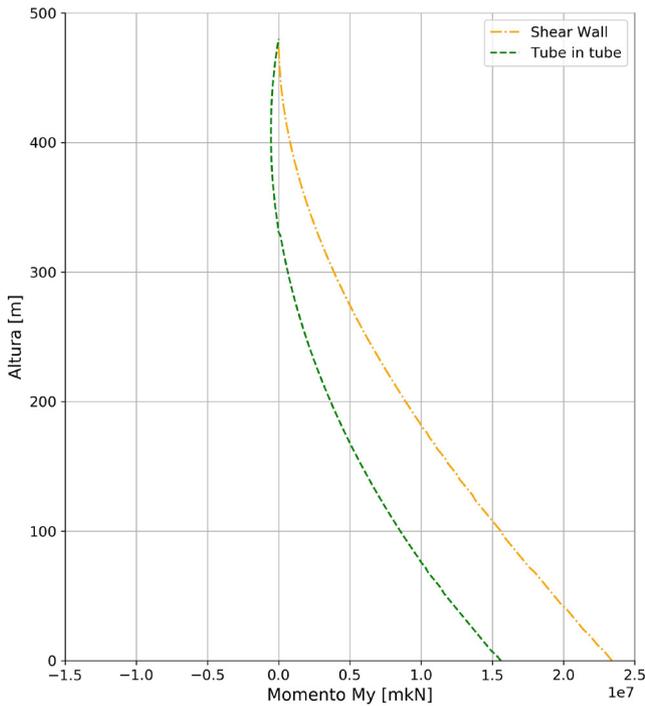


Figura 12. Comparación de momentos en el núcleo en los sistemas *shear wall* y *tube in tube*.

### 5.5. Outrigger

Para mejorar el comportamiento combinado del núcleo y fachada, desde hace unas décadas se emplean *outriggers* que conectan el núcleo con la fachada mediante vigas de gran canto. En muchos edificios existentes las columnas de la fachada son en realidad mega columnas de hormigón de modo que cada esquina del núcleo se une a dos de estas mega columnas a través de *outriggers*. En ocasiones, todas las mega columnas están conectadas entre sí mediante vigas de gran canto, normalmente celosías, que recorren la fachada, denominadas *belt trusses*, repartiendo los esfuerzos que transmiten los *outriggers*. En este estudio, dado que la fachada está compuesta por un número elevado de columnas de pequeña sección, el papel de las *belt trusses* es mucho más importante para garantizar ese reparto de cargas y que todas las columnas colaboren equitativamente.

En el modelo tridimensional desarrollado con *Grasshopper*, los *outriggers* se modelan mediante uniones infinitamente rígidas que conectan nodos del núcleo y de la fachada en dos pisos consecutivos. Con esto se consigue simular el efecto que producirían las vigas de gran canto y que la fachada genere el par de fuerzas que reduzca el momento producido por el viento.

En la Fig. 13 se comparan las distintas distribuciones de fletores para un *outrigger* ubicado a diferentes alturas. Se pone de manifiesto que la mayor reducción en el momento en la base (casi un 20%) se produce cuando el *outrigger* está colocado a un 3% de la altura.

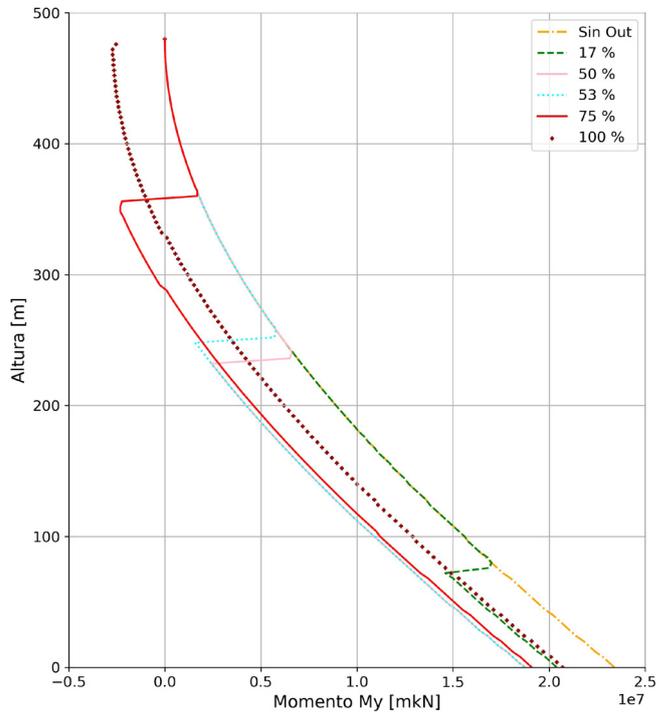


Figura 13. Distribución de momentos en el núcleo colocando un *outrigger* a diferentes alturas

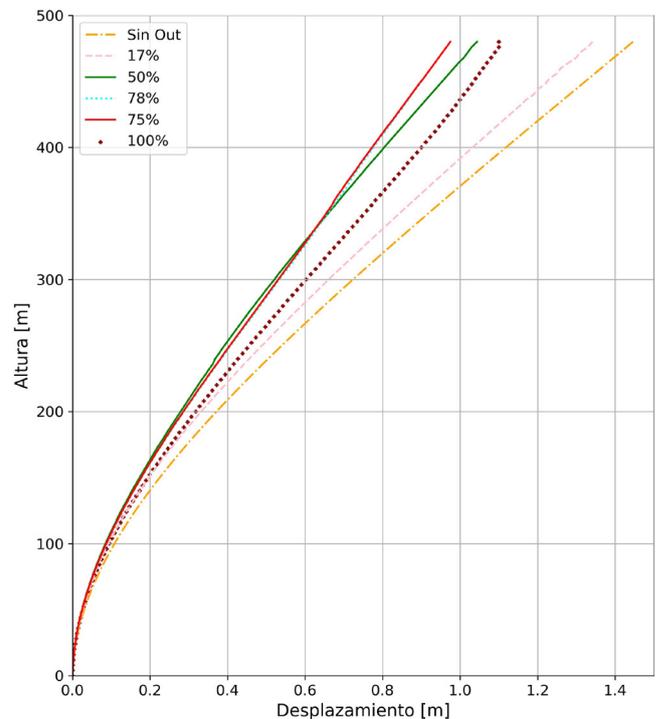


Figura 14. Deformación del núcleo colocando un *outrigger* en diferente posición

La colocación de un *outrigger* a un nivel inferior del ideal lleva a una reducción menor del momento flector en la base.

Este efecto existe, aunque en menor medida, si se posiciona el *outrigger* a niveles superiores.

Es interesante poner de manifiesto como la reducción se produce desde el piso donde se sitúa el *outrigger* hacia abajo, si se ubica en los últimos niveles del edificio (donde el momento producido por el viento es menor) se da la situación de que el momento generado por el par de fuerzas de la fachada es mayor al del viento y el momento en el núcleo cambia de sentido, al igual que pasaba en el sistema *tube in tube*.

Además de los esfuerzos, el *outrigger* reduce notablemente los desplazamientos horizontales, tal y como se aprecia en la Fig. 14, donde se estudia la variación del desplazamiento en función de la ubicación del *outrigger*. Para conseguir la máxima reducción en el desplazamiento (hasta del 33%) la colocación del *outrigger* debe ser a un 78% de la altura. Esta reducción es la misma que se conseguía con la fachada tubular.

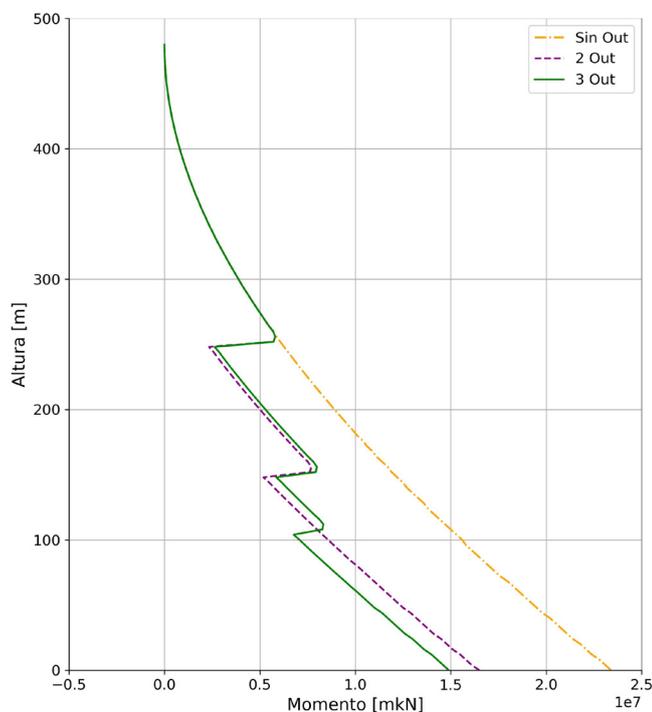


Figura 15. Momentos en el núcleo colocando varios *outriggers*

En caso de requerir una reducción tanto del momento como de la deformación, se puede plantear la posibilidad de colocar dos *outriggers*. En esta situación la reducción del momento en la base del núcleo aumenta a casi al 30%; esto supone que el segundo *outrigger* tiene la mitad de eficacia que el primero. Si se colocan tres, la reducción de momento llega hasta el 36%, el tercer *outrigger* baja mucho su eficacia. La comparación de momentos flectores debidos a un diferente número de *outrigger* se muestra en la Fig. 15.

Finalmente, en la Fig. 16 se comparan los desplazamientos en un edificio sin y con 2 o 3 *outriggers*. La reducción de desplazamiento solo aumenta un 5% añadiendo un *outrigger* y un 8% con el tercero. La efectividad de añadir *outrigger* en cuestión de deformaciones es mucho menor, por lo que se puede concluir que el empleo de varios *outrigger* únicamente responde al criterio tensional.

Si se dispusiesen tres *outrigger* se podría obtener una cuantía de hormigón de  $0.128 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , sin necesidad de ampliar el núcleo, y dejando la fachada en  $65.9 \text{ kg/m}^2$ . Esta solución permite el empleo de un núcleo más reducido y una fachada más ligera pero, por otra parte incrementa la dificultad constructiva.

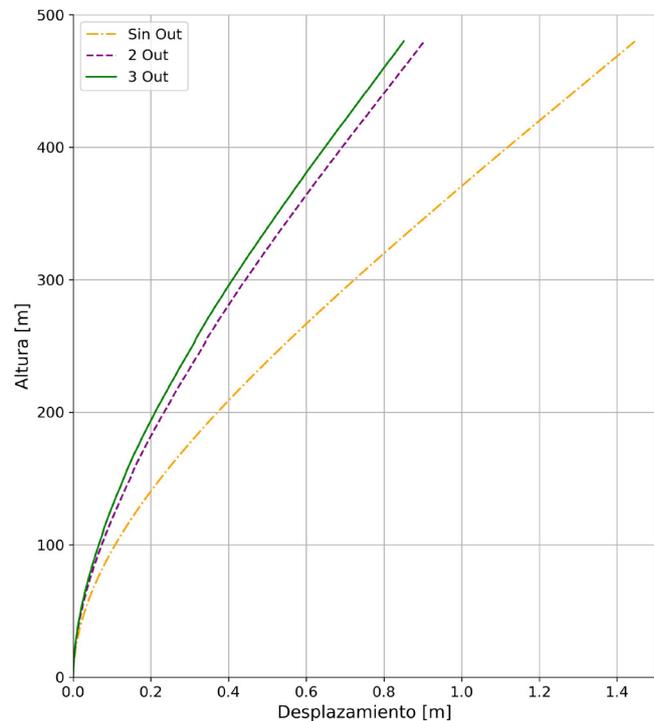


Figura 16. Deformación del núcleo colocando varios *outriggers*

## 6. CONCLUSIONES

En este artículo se han estudiado diferentes sistemas estructurales para edificios altos y se han aplicados a dos casos de estudio, uno de 240 y otro de 480 metros de altura. Para ello se ha desarrollado un modelo paramétrico que permite variar las secciones transversales, los materiales y las cargas y analizar cada uno de los sistemas estructurales. Asimismo, se han definido criterios de predimensionamiento para cada uno de los sistemas estructurales analizados. Las siguientes conclusiones pueden ser formuladas para los diferentes casos de estudio.

Para un edificio de 240 metros de altura:

- El sistema *framed tube* es viable estructuralmente. Sin embargo, las ratios de utilización del material son muy bajas. La necesidad de no exceder un máximo desplazamiento hace que sea necesario mayor cantidad de acero;
- El sistema *shear wall* permite aprovechar mucho más el material pues el criterio resistente es más restrictivo que el deformacional. Además, el empleo de hormigones de altas prestaciones permite incrementar la altura máxima a la que este sistema es viable, superando ampliamente el valor propuesto por *Khan*.

Para un edificio de 480 metros de altura:

- El sistema *framed tube* es muy poco recomendable pero no inviable ya que el antiguo *World Trade Center* utilizaba este sistema y siendo de 417 metros;

- El sistema *shear wall* es una opción viable, pero es necesario realizar mejoras, tanto geométricas (incluir pantallas interiores) como del material (utilizar hormigones de alta resistencia) en el núcleo;
- El sistema *tube in tube* facilita el trabajo combinado de fachada y núcleo, siendo eficaz en la reducción del desplazamiento, pero en términos de resistencia, el núcleo sigue soportando una gran cantidad de esfuerzos.
- El sistema de *outrigger* permite reducir notablemente los momentos flectores y los desplazamientos. El *outrigger* que minimiza los momentos en la base debe ubicarse a la mitad de la altura, mientras que para minimizar los desplazamientos debe disponerse a tres cuartos.

Como líneas de investigación futuras, se plantea sustituir la fachada metálica por una de hormigón pues hay una tendencia marcada hacia un mayor uso del hormigón y las estructuras mixtas en los edificios altos (16). Además, se pretende aumentar el número de parámetros del edificio a variar, como la disposición, la tipología y las dimensiones de los elementos estructurales, así como la esbeltez o la forma en planta del edificio. Asimismo, se plantea incluir otros sistemas estructurales como el *braced tube* (1) o el *buttressed core* (16).

## REFERENCIAS

- (1) Fratelli, M. G. (1998). Edificios altos. Unive.
- (2) International Federation for Structural Concrete (*fib*). (2014). Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300m tall. FIB – Féd. Int. du Béton.
- (3) Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH). CTBUH Height Criteria for Measuring & Defining Tall Buildings. CTBUH.
- (4) Khan, F. R. Structural Systems for Multi-Storey Steel Buildings.
- (5) B.S.Taranath, (2016, original de 1997). Tall Building Design: Steel, Concrete, and Composite Systems. Taylor & Francis Group.
- (6) Sarkisian, M. (2012). Designing tall buildings: Structure as architecture. Taylor & Francis Group.
- (7) Ali, M.M.; Moon, K.S. (2018). Advances in Structural Systems for Tall Buildings: Emerging Developments for Contemporary Urban Giant. CTBUH.
- (8) National Institute of Standard and Technology (2005). NIST NCSTAR 1 Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster. U.S. Department of Commerce.
- (9) National Institute of Standard and Technology (2005). NIST NCSTAR 1-1B Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster. Comparison of Building Code Structural Requirements. U.S. Department of Commerce.
- (10) Mark Fintel, S.K. Ghosh, and Hal Iyengar (1987). *Column Shortening in Tall Structures*. Portland Cement Association.
- (11) Stafford Smith, B. & Coull, A. (1991). Tall Building Structures: Analysis and Design. John Wiley & sons, Inc.
- (12) Jayachandran, P. (2009). Design of tall buildings. Preliminary design and optimization. University of Hyderabad, India.
- (13) Ravindran, R. (2012). Skyscraper Petronas Towers.
- (14) Estévez, J. and Martín, E. (2003). Análisis del rendimiento estructural de vigas virendeel. Informes de la construcción.
- (15) Ministerio de Fomento, Gobierno de España (2008). Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).
- (16) Kaufman, J. Jr. (2017). Megatall Structures: The Shangai Tower. University of Cincinnati.
- (17) Choi, H.S., Goman, H., Leonard, J., and Neville, M. (2012). Outrigger Design for High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Outrigger Working Group. CTBUH.