Complejo residencial Tamdeen Square en Kuwait

Tamdeen Square Housing Complex

Juan Luis Bellod Thomas[a], David Sanz Cid[b], Peter Tanner Furrer[c]

[a] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Director General. cesma@cesmaing.com

[b] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

[c] MSc ETH, Zürich. Ingeniero de CCyP. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

RESUMEN

El complejo residencial Tamdeen Square, situado en Kuwait, está compuesto por tres torres de más de 150 m de altura y 41 plantas, con un sótano común, construidas íntegramente mediante estructura de hormigón armado o pretensado, destinadas a aparcamientos privados y apartamentos de lujo. El proyecto de la estructura supuso un gran desafío, debido a los requerimientos arquitectónicos, que concentraban los elementos estructurales verticales en ciertas zonas, con una distribución en planta muy irregular y al ritmo cambiante de los huecos de fachada, lo que originó la aparición de luces muy importantes en ciertas zonas, además de la discontinuidad geométrica existente entre las plantas de aparcamiento y vivienda.

ABSTRACT

The Tamdeen Square Housing Complex, located in Kuwait, includes three skyscrapers, reaching over 150 m and 41 floors, with a common basement. These towers are built exclusively with prestressed or reinforced concrete, and are destined to be private parking lots and luxury apartments. The design of the structure was a great challenge, due to the architectural requirements, which gathered the vertical structural elements in some areas, with a very irregular plan distribution that changes constantly in relation with the façade openings, which caused the appearance of great spans in some areas, in addition to the geometrical discontinuity that exists between the parking and the housing floors.

PALABRAS CLAVE: edificación singular, torre, pantallas esbeltas, losas pretensadas.
KEYWORDS: singular building, skyscraper, slender walls, prestressed slabs.

1. Introducción

El complejo Tamdeen Square, situado en una nueva área urbana al sur de Kuwait junto a la costa del Golfo Pérsico, nace con el propósito de convertirse en un hito urbanístico en la zona. Cuenta con seis torres destinadas al uso residencial de lujo, incluyendo tres plazas de aparcamiento por vivienda y servicios como piscina, gimnasio y zonas multiusos.

Dentro de este complejo, AGI Arquitectos ha sido la encargada del diseño de tres de las torres, para las cuales CESMA Ingenieros se ha ocupado del desarrollo del proyecto de la estructura.

El conjunto consta de más de 250 viviendas, más de 1.500 plazas de aparcamiento, más de 200 habitaciones de uso hotelero y más de 70 locales comerciales, además de las zonas comunes, lo que da una idea de las grandes proporciones del proyecto objeto del presente artículo.

Figura 1. Vista general de las torres en su entorno (Fotografía: AGI Arquitectos)

2. Descripción de la estructura

Las torres presentan una altura máxima de 150 m y están construidas en su totalidad con hormigón armado o pretensado. Presentan un único nivel común bajo rasante, donde se dispone el centro de transformación y otras instalaciones, sobre el cual se eleva un único zócalo, compuesto por seis plantas, destinado a aparcamiento privado y zonas comunes. A partir de este nivel se elevan cada una de las tres torres, retranqueadas con respecto al borde de las plantas inferiores. La superficie de cada una de las plantas superiores, puede dividirse por su geometría en tres zonas diferenciadas, cada una de las cuales presenta una altura total diferente.

Las torres A y B presentan una superficie total similar, 56.400 m² cada una de ellas, y un total de 42 plantas, incluyendo los 6 niveles del zócalo. La planta tipo, que en la torre A llega hasta la planta 33 y en la B hasta la 36, es similar en ambas. En este nivel, en el caso de la torre A se dispone la cubierta del primero de los módulos en que se divide su superficie, continuando el resto de superficie hasta la planta 42. En el caso de la torre B, la cubierta del módulo de menor altura se establece en la planta 36, la del segundo en la 39 y la del tercero en la 42.

En el caso de la torre C, su superficie total es de 53.250 m², siendo el número total de plantas de 40, muriendo las zonas de menor altura en las plantas 32 y en la 37.

Figura 2. Torres terminadas

2. Concepción estructural

La estructura está fuertemente condicionada por el diseño arquitectónico, ya que éste se basa en un planteamiento con paramentos verticales sin irregularidades, en el que los elementos portantes no pueden destacar respecto a los elementos de acabado.

Por ello, casi todos los elementos verticales de la estructura resultan ser pantallas de hormigón de diferentes espesores, que quedan integradas entre los elementos de cerramiento que separan las diferentes viviendas. Los pocos pilares que pueden observarse en los planos, no dejan de ser el mismo tipo de elemento llevado al extremo en el que, al ser necesario el aumento de su espesor al tratarse de pantallas de muy corta longitud, terminan resultando secciones rectangulares asimilables a pilares. Tan sólo se disponen algunos pilares, cuadrados, rectangulares y circulares, en las plantas inferiores, destinadas a aparcamiento e instalaciones comunes.

Los elementos horizontales quedan condicionados por la irregularidad de luces resultante de la disposición de los elementos verticales, lo que, unido a la búsqueda de una buena calidad general de la obra y del máximo aislamiento entre plantas posible, así como a la necesidad de evitar elementos descolgados en las plantas de viviendas, hace que se opte por disponer losas continuas de hormigón armado, que se pretensan en las zonas de mayor luz.

Aunque, a priori, la configuración estructural pueda parecer convencional y de escaso interés, como se verá más adelante, las grandes irregularidades y discontinuidades existentes en los elementos verticales suponen un reto importante desde el punto de vista estructural, lo que, unido a la gran altura de las torres y a unas cargas muertas importantes, hace necesario un estudio detallado del comportamiento de la estructura y de su cimentación.

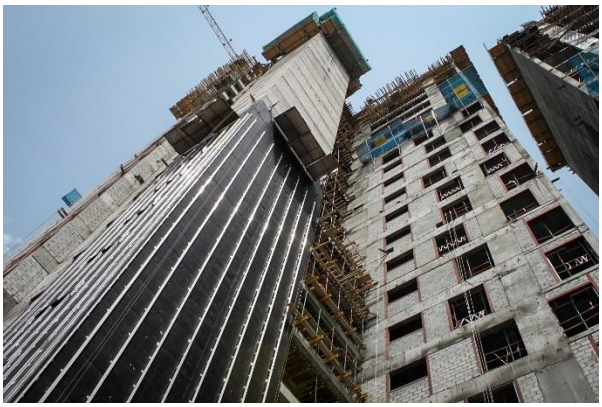

Figura 3. Ejecución de elementos verticales

En relación a esta última, es necesario destacar que fue necesaria la realización de numerosos informes geotécnicos y cálculos teóricos con el objeto de optimizar la solución, puesto que el poder encajar el coste de la cimentación dentro un precio razonable resultó prioritario para asegurar la viabilidad de la estructura, ya que la inversión para la ejecución fue 100% privada.

3. Elementos horizontales

Es importante distinguir entre las dos partes principales de los edificios: las plantas inferiores, de mayor superficie, donde se ubican los aparcamientos y las zonas comunes, dando continuidad a las tres torres, y las plantas superiores, a partir de la séptima planta, en las que cada una de las torres se desarrolla de forma independiente con una menor superficie.

En el caso de las plantas inferiores, la estructura horizontal se resuelve mediante losas macizas de 0,30 m de espesor y luces de hasta 8,5 m en paños centrales, disponiéndose vigas descolgadas en las zonas con luces mayores, excepto en el nivel 2, donde, por cuestiones arquitectónicas, no es posible el descuelgue de vigas, por lo que se procede a disponer armadura activa en las zonas de mayores luces.

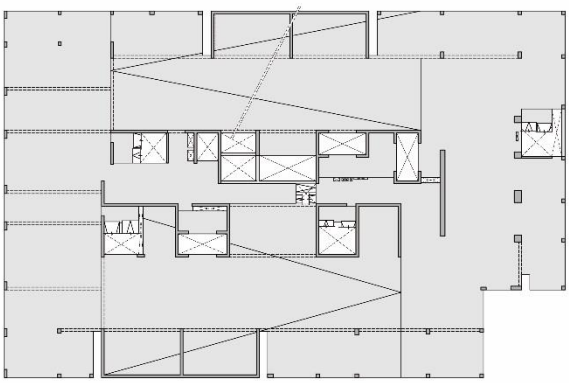

Figura 4. Planta tipo niveles inferiores

En los niveles superiores, se disponen losas macizas de 0,25 m de espesor, pretensadas, con una distribución poco convencional de la armadura activa impuesta por la marcada irregularidad en planta de los elementos verticales.

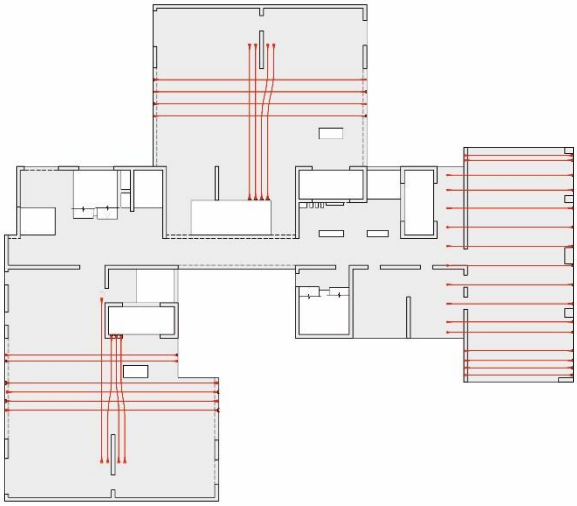

Figura 5. Planta tipo niveles superiores

Figura 6. Detalle de pretensado con vaina plana.

3. Elementos verticales

Los elementos verticales portantes están compuestos, fundamentalmente, por pantallas de hormigón armado. Estas pantallas, por imposición arquitectónica, tienen grandes discontinuidades a lo largo de su elevación, ya que los huecos previstos para las ventanas, que comprenden toda la altura entre forjados, van cambiando de posición de una planta a otra. Esto hace que la transmisión de cargas no se produzca de forma continua, siendo necesario prestar una gran atención a los detalles de armado y de conexión entre pantallas y forjados, de forma que sea posible prever todas las fuerzas de desvío y excentricidades que se originan a lo largo del alzado de las diferentes pantallas.

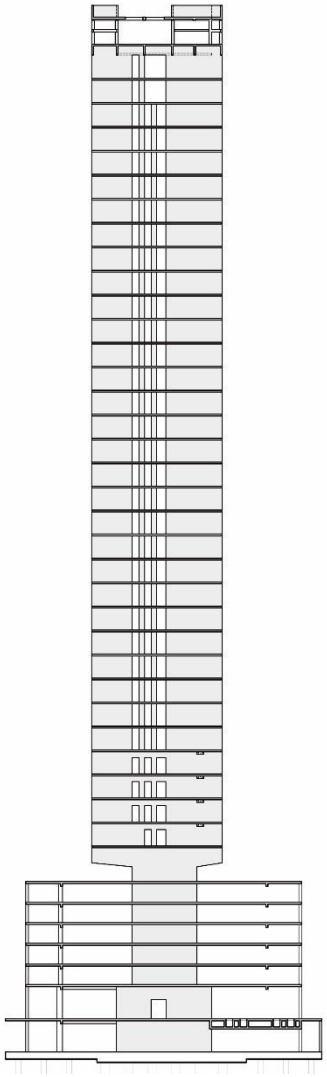

Figura 7. Alzado de pantalla representativa

Mención especial requiere la discontinuidad formal que plantea la arquitectura entre las plantas inferiores (aparcamiento y zonas comunes) de las plantas superiores (viviendas), en la que se busca un efecto de ruptura total, dotando a las plantas superiores de grandes voladizos, resultando, adicionalmente, que las pantallas portantes que conectan ambas partes tampoco tengan continuidad vertical.

Para evitar grandes espesores en las pantallas que pudieran reducir la superficie de uso interior del edificio, se limitó el espesor de las mismas a 0,30 m, aumentando la resistencia a compresión característica del hormigón hasta los 50 MPa en las plantas inferiores.

En el caso particular de la pantalla mostrada en la figura 8, resultó necesario disponer una serie de tendones activos en un total de 5 plantas, para poder centrar y transmitir las cargas gravitacionales de las 36 plantas superiores de la torre a la zona inferior de la pantalla ya que, como puede observarse en las figuras 8 y 9, se produce una fuerte discontinuidad entre los niveles 6 y 7 del edificio.

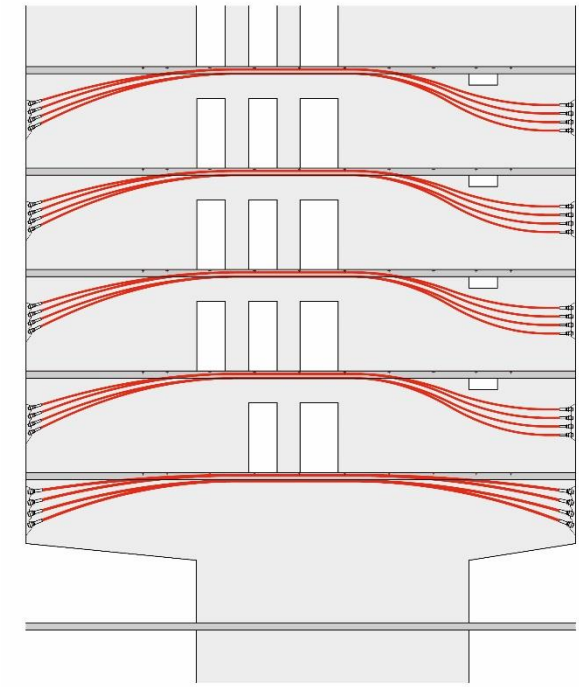

Figura 8. Pretensado en pantalla

Para evitar la fisuración del hormigón o incluso la rotura de la pantalla durante el tesado, la ejecución y el propio tesado de los tendones activos se realizó en diferentes fases en función del número de plantas totales del edificio, garantizado que no se superase en ninguna fibra la resistencia a tracción del hormigón durante el proceso.

Figura 9. Fase intermedia de ejecución de la pantalla

En edificios de gran altura con elementos verticales de hormigón, es fundamental realizar un estudio detallado del acortamiento de cada uno de estos elementos, ya que puede influir tanto en el reparto de esfuerzos entre elementos como en la correcta aptitud al servicio de la estructura final. Los acortamientos diferenciales acusados entre diferentes elementos pueden dar lugar a flechas permanentes en los forjados que impidan satisfacer los requisitos exigidos para el cumplimiento de los estados límite de deformaciones. A partir de este estudio es posible determinar, en caso de ser necesario, la cota de ejecución del forjado de cada planta en cada uno de los elementos verticales, de forma que sea posible compensar los acortamientos diferenciales entre elementos y que la geometría final de cada planta se ajuste a la geometría teórica.

4. Dimensionado de la estructura

Las importantes irregularidades y discontinuidades indicadas anteriormente, junto con la gran entidad del edificio, hacen imprescindible abordar el dimensionado de la estructura mediante un modelo de cálculo de elementos finitos global, incluyendo todos los elementos de la misma, con objeto de poder estudiar de forma adecuada las interacciones y posibles mecanismos resistentes del conjunto de la estructura, verificando que es posible garantizar la correcta transmisión de las cargas hasta la cimentación a través de todas las plantas.

4.1 Modelo de cálculo

Se realiza un modelo de cálculo 3D con el programa de cálculo ETABS. En un edificio como este, sometido a cargas significativas de viento debido a su gran altura, que presenta una gran irregularidad geométrica y que además se encuentra en zona sísmica, es fundamental conocer de forma adecuada como se transmiten las cargas entre los diferentes elementos, tanto acciones verticales como horizontales. Se aplican al modelo de cálculo los siguientes modificadores de rigidez de acuerdo con la norma de referencia ACI-318 [1].

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

Figura 10. Factores modificadores de características mecánicas

Es igualmente importante, a la hora de dimensionar el edificio, contar con los acortamientos diferenciales que se producen entre los diferentes elementos verticales, en función de su carga y rigidez, tal y como se ha comentado con anterioridad, por lo que, para el modelo de cálculo, se consideró un análisis no lineal evolutivo, tanto para acciones instantáneas como para acciones diferidas, simulando la ejecución del edificio planta por planta.

Figura 11. Modelo global de cálculo

Puesto que la aceleración sísmica básica de la zona de ubicación de la estructura es moderada, el cálculo sísmico se realizó mediante un análisis por superposición modal a partir del espectro elástico de diseño, obtenido de acuerdo con la norma UBC [2]

4.2 Forjados

El dimensionado de los forjados de hormigón armado se realizó directamente con el programa de cálculo ETABS, que permite la verificación en estado límite último de las losas y el dimensionado de la armadura de las mismas. No obstante, en el caso de elementos pretensados, fue necesario realizar modelos alternativos con el programa SAFE, de la misma casa comercial, ya que la versión del programa ETABS disponible en el momento de la redacción del

proyecto no permitía la incorporación de armaduras activas y, por imposición de la propiedad, no se podía emplear otro software alternativo, como el SAP2000 (igualmente de la misma casa comercial) que hubiera permitido el cálculo completo con un único modelo.

En el caso de los forjados pretensados, el programa SAFE permitió la verificación de los mismos, tanto en estado límite último, como en estado límite de servicio, ya que es posible obtener, de manera automática, las flechas a tiempo infinito considerando la acción del pretensado.

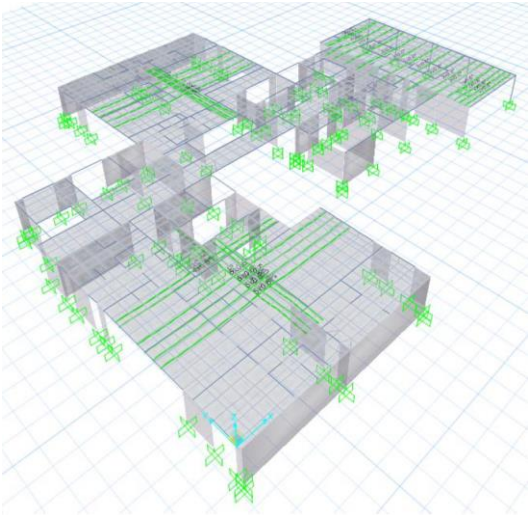

Figura 12. Modelo de cálculo forjado pretensado

4.3 Elementos verticales

De igual modo, los elementos verticales se verificaron de forma automática con el programa ETABS, excepto en los casos especiales en los que la gran discontinuidad geométrica y estructural entre las plantas de viviendas y las plantas inferiores hizo necesario el uso de cables de pretensado, en los que fue necesaria la realización de sub-modelos, en este caso con el programa SAP2000, para estudiar adecuadamente el comportamiento en servicio y en rotura (deformaciones, tensiones y esfuerzos) de estas pantallas.

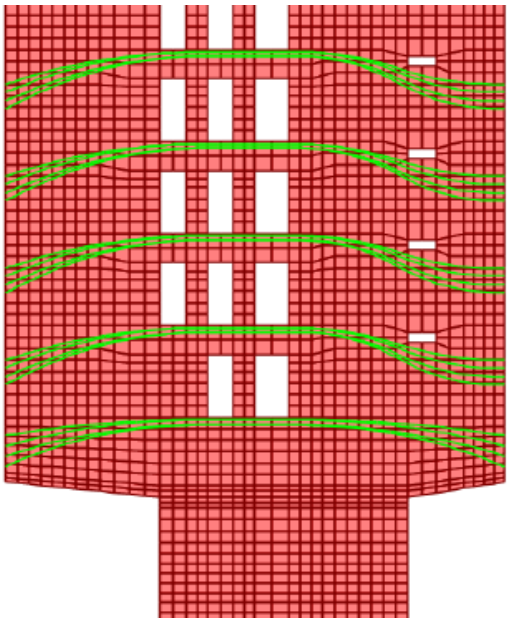

Figura 13. Detalle del modelo de cálculo para pantallas con armadura activa

4.4 Cimentación

La cimentación se incluyó en el modelo general de cálculo con su geometría real, introduciendo tanto la gran losa de reparto como todos los pilotes sobre los que apoya, incluyendo el efecto de la interacción suelo-estructura mediante muelles elásticos.

Del modelo de cálculo se obtuvieron los esfuerzos solicitantes de cada uno de los pilotes, lo que permitió el dimensionado de su armadura y la posterior verificación frente al hundimiento de los mismos.

5. Diseño de la cimentación

Uno de los puntos críticos para la viabilidad de la obra fue el poder diseñar una cimentación que, en un terreno con, a priori, baja capacidad portante, fuera capaz de resistir las grandes cargas asociadas a edificios altos con estructura de hormigón en su totalidad, a las que, en este caso particular, se añadían grandes cargas muertas derivadas de unos acabados especialmente definidos para dotar a las viviendas de las más altas calidades.

En una primera fase de diseño, se consideraron las recomendaciones geotécnicas

indicadas por dos informes geotécnicos efectuados con anterioridad al comienzo de los trabajos de redacción del proyecto de estructuras. A partir de estos informes, se optó por disponer pilotes de 1,50 m de diámetro bajo las zonas centrales de las torres (42 plantas) y pilotes de diámetro 1,20 m en las zonas perimetrales (7 plantas), con una profundidad total de 25 m y unas cargas admisibles frente al hundimiento de 8.710 kN y 4.250 kN, respectivamente, para un factor de seguridad global de 3.

Una vez finalizado el proyecto de estructura, a partir de los parámetros geotécnicos anteriores, la asistencia técnica a la propiedad indicó que las resistencias consideradas eran excesivamente conservadoras y que el sobrecoste de la cimentación definida no era viable, por lo que, con objeto de optimizar dicha cimentación, se realizan dos nuevos informes geotécnicos, obteniéndose una resistencia máxima frente al hundimiento de 6.410 kN para un pilote de 1,20 m de diámetro y 25 m de profundidad. Este valor seguía resultando insuficiente, por lo que se encargaron nuevos sondeos e informes, en este caso a una empresa local, con el que se alcanzó una resistencia de 9.770 kN para los mismos pilotes, con el mismo factor de seguridad global de 3.

Llegados a este punto, y ante el requerimiento de mayor optimación, se estudia la posibilidad de diseñar una cimentación mixta losa-pilotes, en la que ambos elementos contribuyen a la resistencia final de la cimentación.

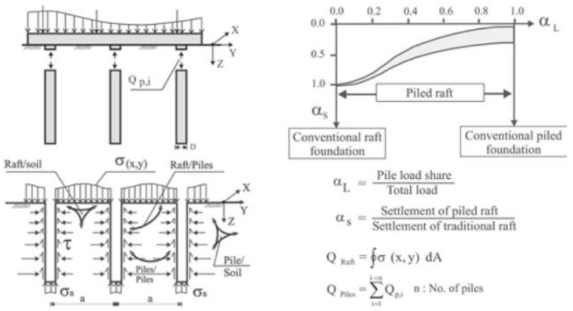

Figura 14. Esquema del comportamiento de cimentaciones mixta.

Para poder garantizar el correcto comportamiento de este tipo de cimentación, es necesaria la realización de estudios muy detallados, tanto para la correcta caracterización del terreno, como para el empleo de modelos de elementos finitos tridimensionales de interacción suelo-estructura. Esto es debido a que el reparto de esfuerzos entre la losa y los pilotes depende, fundamentalmente, de cómo se produce el asiento y la plastificación del terreno, primero bajo los pilotes y después bajo la losa, siendo necesario asegurar que no se produce la rotura de los pilotes antes de dicha plastificación del terreno. La realización de estas labores requeriría un tiempo con el que no se cuenta antes del comienzo previsto de la obra.

Adicionalmente, aunque no resulta muy elevado, existe un cierto riesgo sísmico en la zona de ubicación de las torres, por lo que es probable que, durante el evento sísmico, la losa se despegue del terreno por el movimiento diferencial de las arenas blandas respecto a los pilotes empotrados en un sustrato mucho más competente. En este supuesto, el edificio quedaría únicamente apoyado en los pilotes que deberían sufrir un nuevo asentamiento para la puesta en carga nuevamente de la losa. Sería necesario, por tanto, prever el efecto acumulativo en el asiento total de la estructura de todos posibles eventos sísmicos a los que estará sometida durante su vida útil.

Por todo lo anterior, finalmente, se optó por dimensionar la cimentación considerando las cargas de hundimiento indicadas en el último informe geotécnico, menos conservador, reduciendo, adicionalmente, las cargas permanentes de la estructura, con lo que se consigue un ahorro final del orden del 40% respecto a la cimentación inicialmente proyectada, reduciéndose tanto los diámetros de pilotes, de 1,50 m a 1,20 m y de 1,00 a 0,80 m, respectivamente, como el espesor de la losa, que, finalmente, resulta ser variable entre 1,0 y 1,5 m frente a los 1,5-2,0 m iniciales.

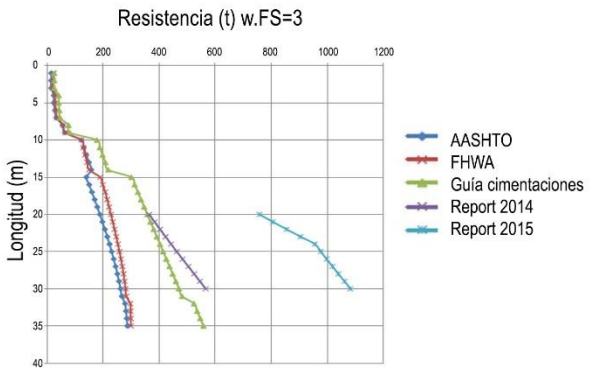

Figura 15. Cargas admisibles en pilotes según diferentes fuentes.

Ante la gran diferencia existente entre las cargas admisibles resultantes para cada uno de los informes geotécnicos, se plantea ensayar hasta rotura tres pilotes de prueba con objeto de verificar las cargas de hundimiento teóricas considerada para el diseño final de la estructura, además de realizar ensayos de integridad en el 100% de los pilotes definitivos y ensayos de carga, estática y dinámica, no destructivos en algunos de los pilotes definitivos.

Figura 16. Ensayo de carga de un pilote de prueba.

Para la realización de los ensayos en los pilotes preliminares se ejecutaron tres pilotes con idénticas características que los pilotes definitivos con la solicitación más característica (11.380 kN), considerando, para cada uno de los pilotes, dos ciclos de carga.

Puesto que la verificación frente al hundimiento de los pilotes se realizó mediante el método LRFD, según normativa americana, el factor de seguridad a aplicar a la resistencia nominal frente al hundimiento a considerar resulta igual a 2, comparando la carga nominal minorada por este factor con las solicitaciones mayoradas.

Durante el primer ciclo de carga se sometió al pilote a una carga incremental hasta alcanzar su resistencia nominal frente al hundimiento (2 x 1380 kN = 22760 kN), descargándolo posteriormente. Durante el segundo ciclo se pretendía alcanzar el hundimiento del pilote, lo que, por los propios medios disponibles en obra no fue posible. No obstante, en el pilote más desfavorable, se alcanzó una carga máxima de 30.720 kN, validando las cargas de hundimiento teóricas consideradas durante el diseño de la cimentación.

Los asientos obtenidos fueron del orden de los 25 mm para la carga nominal de hundimiento, con un asiento remanente de unos 10 mm después de la descarga del primer ciclo, y unos asientos máximos del orden de los 50 mm para la carga máxima aplicada durante el ensayo, con un asiento remanente de unos 30 mm.

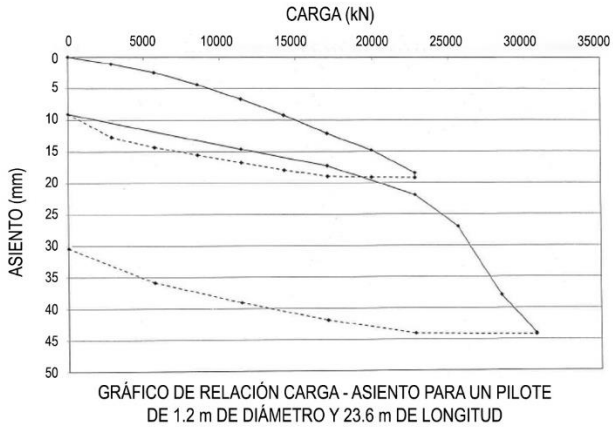

Figura 17. Resultados del ensayo de un pilote.

Agradecimientos

Agradecemos a AGI Arquitectos, autores del proyecto de arquitectura, en concreto a Joaquín Pérez-Goicoechea y Luis García Martínez, la labor realizada durante el desarrollo del trabajo y en especial su colaboración aportándonos la información gráfica para elaborar esta ponencia.

Referencias

[1] ACI-318-2005(*). "Building Code Requirements for Structural Concrete". America Concrete Institute.

[2] UBC-1997(*). "Uniform Building Code". International Council of Building Officials.

[3] AISC-LRFD-1993(*). "Specifications for Structural Steel Buildings". American Institute os Steel Construction.

[4] "Proyecto de edificios altos". Monografía 20/21. ACHE 2013. ISBN 978-84-89670-76-1.

(*) La normas están desactualizadas con respecto a la fecha de redacción del proyecto por exigencia de la propiedad.

Ficha técnica de la estructura

Datos de la obra	
Ubicación	Kuwait
Año de ejecución	2019
Propiedad	Tamdeen Group
Proyecto constructivo	Cesma Ingenieros
Arquitectura	Agi - Architects
Datos técnicos	
Superficie Torre A	56.400 m²
Superficie Torre B	56.400 m²
Superficie Torre C	53.250 m²
Superficie total	166.050 m²