

## LA LUNA HOTEL (BAKU, AZERBAIJAN)

### LA LUNA HOTEL (BAKU, AZERBAIJAN)

#### Fernando MARTINEZ GARCIA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

AECOM

Jefe del Dep. de Estructuras (España)

[fernando.martinez@aecom.com](mailto:fernando.martinez@aecom.com)

#### José SORIANO MARTIN

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

FHECOR

Jefe de equipo del Dep. de Edificación

[jsm@fhecor.es](mailto:jsm@fhecor.es)

#### Francisco LOPEZ-MANZANARES GARCÍA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

AECOM

Jefe de equipo del Dep. de Estructuras

[francisco.lopezmanzanares@aecom.com](mailto:francisco.lopezmanzanares@aecom.com)

#### Antonio ROMERO BALLESTEROS

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

FHECOR

Jefe de equipo del Dep. Obra Civil

[arb@fhecor.es](mailto:arb@fhecor.es)

### RESUMEN

El proyecto de construcción del Hotel La Luna en Bakú (Azerbaiyán) ha presentado unos retos estructurales muy notables debido principalmente a su geometría y a que se ubica en una zona sísmica muy activa. Además de los retos propios del diseño, al tratarse de un proyecto que se desarrolló en sus inicios en paralelo con la propia construcción del edificio (proyecto en fast track), las exigencias de coordinación entre distintas disciplinas fueron muy rigurosas y las necesidades de evaluación y adaptación de las modificaciones de diseño frecuentes.

### ABSTRACT

The La Luna Hotel construction Project in Baku (Azerbaijan) has presented some major structural challenges, mainly due to its geometry and to the high seismicity of the area. Besides the design challenges, the coordination requirements between the different disciplines were very strict and the design modifications needed to be frequently evaluated and implemented, as it was a fast track project, the design was done in parallel with the construction of the building.

**PALABRAS CLAVE:** Concepción estructural, sismo y viento, proyecto Fast-track, Plataforma BIM.

**KEYWORDS:** Structural concept, Seismic and wind actions, Design in Fast Track, BIM Platform.

### 1. Introducción

El edificio de LA LUNA HOTEL está destinado a albergar un hotel y apartamentos de lujo, con una superficie total de 120.000 m<sup>2</sup>, situado en Bakú (Azerbaiyán). Está situado en la costa, en un área ganada al mar Caspio de 12.800 m<sup>2</sup>.

El edificio está dividido en dos elementos diferenciados. El primero es el pódium, que abarca la superficie total de la isla artificial y consta de 5 plantas. Las 3 inferiores (por debajo de la superficie) están destinadas a aparcamiento y zonas de servicios, y las 2 superiores están destinadas a albergar las zonas comunes del hotel, así como algunos apartamentos y zonas al aire libre. El segundo elemento es el edificio del hotel, en forma de luna creciente, con 28 plantas y un total de 153.55m de altura.

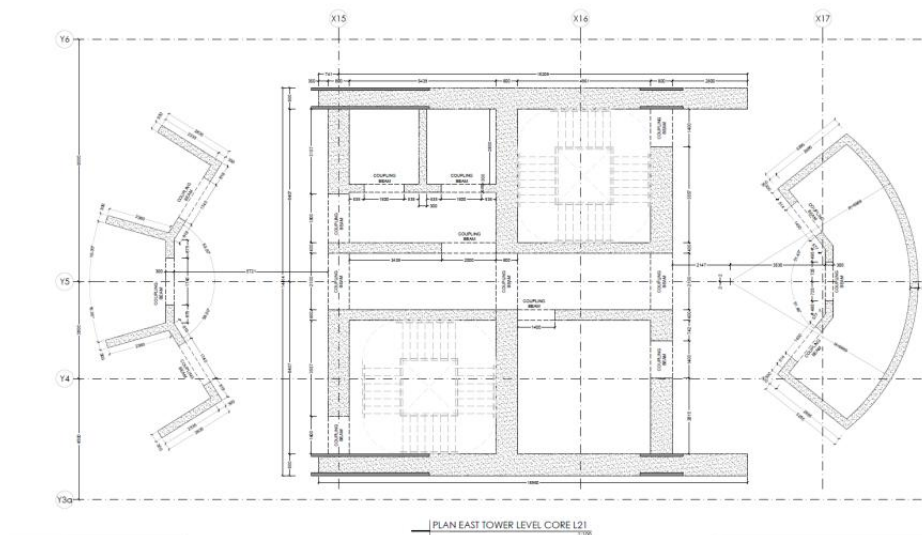
## 2. Concepción estructural

La solución estructural del edificio consiste en dos núcleos de hormigón armado (uno por torre) conectados por un puente metálico, que recoge además las plantas superiores.



**Figura 1. La Luna Hotel**

La geometría de cada núcleo en una planta aproximadamente rectangular de 18.50m x 14.40m. Como se puede observar en la Figura 2, los núcleos presentan paredes de diferentes espesores (0.80m ó 0.40m) pero se mantienen constantes en toda la altura de las torres.



**Figura 2. Planta del núcleo de las torres.**

Las dos torres se conectan por un puente de metálico 90m de longitud localizado entre las plantas 21 y 23. La finalidad del puente es tanto soportar la carga de las plantas superiores, como conectar rígidamente los dos núcleos formando un gran pórtico.

El puente metálico consiste en dos celosías paralelas, alineadas con los muros externos de los núcleos de las torres, y conectados entre sí por pórticos metálicos transversales, que configuran la estructura de las plantas en estos niveles. El canto de estas cerchas es variable (de 10.40m en los extremos a 6.50m en el centro). Los elementos de las cerchas están formados por secciones

rectangulares armadas con chapas de diferentes espesores. Los cordones superior e inferior tienen una sección de 1.20x0.80m, mientras que las diagonales y montantes sección de 1.00x0.80m o 0.80x0.80m. Para la construcción del puente metálico, se ensamblará inicialmente a nivel de suelo sobre torres de apeo temporales y posteriormente se izará 98m hasta su posición final ayudado por gatos situados sobre los núcleos previamente ejecutados.

La estructura de las torres es de hormigón armado. Los pilares interiores son verticales, mientras que los exteriores son inclinados siguiendo la curvatura del edificio. Las losas de las plantas se resuelven como losas macizas de hormigón de 0.30m de espesor.

La estructura de las plantas superiores consiste en una estructura mixta con vigas y correas metálicas y forjado de chapa colaborante y hormigón de 150mm de espesor total. Esta solución ligera reduce la carga sobre el puente y simplifica la construcción de las últimas plantas.

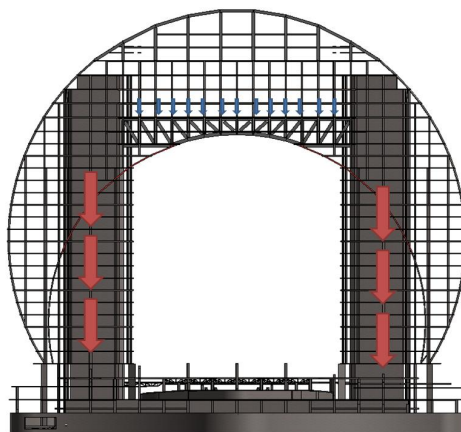
Las dimensiones de las plantas varían a lo largo de la torre tanto en anchura como en longitud, adaptándose a la forma característica del edificio.

La zona superior del edificio se resuelve con una estructura formada por dos arcos, que dan forma curva al contorno del edificio y forman parte de la estructura de fachada superior, transmitiendo su carga a los núcleos de hormigón.

La estructura del podium está formada por un sistema de vigas y pilares de hormigón armado sobre los que se dispone una losa de hormigón. El sistema resistente horizontal frente a cargas sísmicas se consigue con el muro perimetral y núcleos interiores.

La cimentación consiste en una cimentación flotante sobre pilotes. En la huella de las torres la losa de hormigón armado es de 2.65m de espesor. En el resto del pódium se dispone un pilote bajo cada pilar y una losa de subpresión de 0.75m de espesor.

Las cargas verticales son transmitidas por los núcleos y pilares de hormigón hasta la cimentación.



**Figura 3. Transmisión de cargas verticales.**

Las cargas de las plantas superiores (de la 21 a la 28) se recogen en el puente, que funciona como un gran dintel transmitiendo la carga a los núcleos. La conexión entre los núcleos y el puente se materializa mediante placas embebidas en los muros exteriores de los núcleos, de 100mm de espesor, que se extienden entre las plantas 19 y 23. En el apartado 6 se detalla esta conexión.

El sistema estructural de las torres para las cargas laterales es distinto para las direcciones X e Y.

- En la dirección X el sistema estructural es un gran pórtico formado por los dos núcleos de hormigón y la cercha metálica del puente.
- En la dirección Y el sistema está formado por los dos núcleos de hormigón que funcionan como ménsulas empotradas en la cimentación

La normativa de referencia empleada es la americana. Las acciones empleadas (verticales, viento y sismo) son las definidas en el ASCE 7-10 e IBC y para el dimensionamiento de los elementos se ha procedido según la ACI (elementos de hormigón) y ASCE (elementos metálicos). También se ha tenido en cuenta bibliografía de referencia (NEHRP).

### **3. Condicionantes del diseño.**

El proyecto de La Luna Hotel es un proyecto en fast-track con tiempos muy cortos de diseño. Esto supuso que los tiempos de coordinación entre los equipos de arquitectura, instalaciones y estructuras tuvieran que ser reducidos en la medida de lo posible. Para ello se realizó el proyecto bajo la plataforma BIM, lo que permitió realizar la coordinación prácticamente en tiempo real. Esta coordinación en tiempo real, permitió que los planos que se enviaban a obra de los distintos tajos avanzados según los programas de obra, incorporaran las últimas actualizaciones de las otras disciplinas. Además de un diseño coordinado de todas las disciplinas, la elaboración de un BIM Execution Plan al inicio de los trabajos, facilitó las labores de detección de interferencias. También permitió una rápida evaluación de las implicaciones de los cambios de diseño.

Durante el desarrollo del proyecto se coordinó el avance de la obra con el diseño de las distintas disciplinas, a fin de anticipar a la obra los tajos más urgentes. El avance de la obra limitaba las opciones de diseño de las otras disciplinas, sobre todo relacionado a huecos de paso necesarios en ambas, lo que hacía que el proceso de coordinación tuviese un condicionante más.

En cuanto al diseño de la estructura del puente, el mayor condicionante fue los requerimientos de alturas y anchuras libres en el caso de arquitectura, y de huecos de paso en el caso tanto de arquitectura como de instalaciones. Esto unido a los niveles previamente fijados de todas las plantas del edificio y al condicionamiento de obra de una cantidad de acero máxima, hizo que el diseño de la estructura metálica fuese un proceso iterativo hasta satisfacer todos los condicionantes.

El programa de obra, y el complejo proceso constructivo, junto con la necesidad de realizar los planos de compra de ciertos elementos estructurales (el puente, las placas de conexión entre el puente y los núcleos y los arcos del roof), hicieron que los tiempos de diseño antes mencionados se redujesen mucho, y que el diseño detallado de algunas partes del edificio fuera mucho más avanzado que el de otras. Por otra parte los avances de obra no afectaron a las fechas y alcance de los plazos de las otras disciplinas que seguían trabajando en el diseño de todo el edificio.

### **4. Análisis sísmico**

El cálculo sísmico se plantea inicialmente en dos etapas:

- Análisis lineal. Cálculo modal espectral con periodo de retorno 475 años para el dimensionamiento estructural de la estructura y la comprobación a deformaciones.

- Análisis no lineal dinámico. Se exigió en el proyecto un cálculo basado en diseño prestacional (Performance Based Design). Se trata de un método que empieza a ser ya un estándar internacional para edificios altos y estructura singulares.

Adicionalmente, se planteó realizar un cálculo intermedio, un análisis no lineal estático (Pushover), para tener un cierto control sobre los resultados.

#### 4.1. Análisis lineal

Para la obtención de modos de frecuencia más realistas se ha modificado la rigidez de los elementos de hormigón según ACI (10.10.4).

Los resultados del cálculo sísmico lineal (cortantes y momentos en la base) considerando una reducción del espectro  $R=4$  pueden verse en la tabla siguiente:

SEISMIC LOAD ANALYSIS - ULTIMATED LOAD (475 years return period) (R=4)			
	Base Shear V (kN)	OTM (mkN)	Story drift ratio
Static load Vx. My	83319	7371270	-
Static load Vy. Mx	81774	7345130	-
Response spectrum Vx. My	91793	3196353	0.0084h < 0.02h
Response spectrum Vy. Mx	89516	2596323	0.0078h < 0.02h

**Tabla 1. Resultados principales cálculo lineal sísmico**

#### 4.2. Análisis no lineal estático (Pushover)

Se realiza un modelo simplificado de barras del edificio. Se han ubicado las rótulas plásticas (con las características según ASCE 41-06) en los posibles puntos de formación en núcleos y cercha.

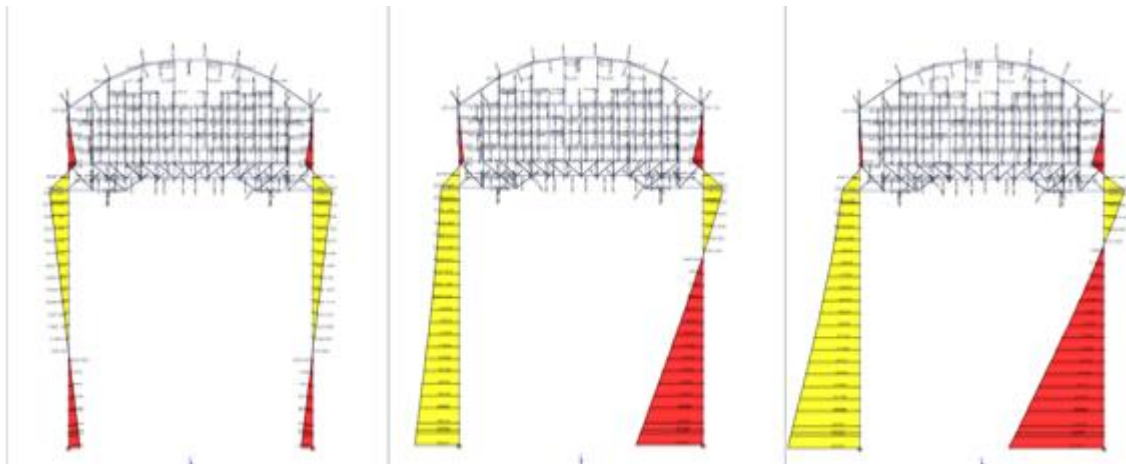
Partiendo de un estado inicial de carga vertical permanente y un 25% de sobrecarga se va incrementando la carga lateral de un modo afín al primer modo de vibración de la estructura.

Para el sismo con periodo de retorno de 475 años se debe comprobar que el estado de la estructura cumple con los requisitos de LS/CD (Life Safety / Controlled Damage). Igualmente para el sismo de 2475 años debe cumplir con los requisitos de ED/CP (Extensive Damage / Collapse Prevention).

El método de validación es el "Equivalent Linearization" según FEMA 440 llegando a un punto de equilibrio entre demanda y capacidad. Una vez alcanzado el equilibrio, se comprueba que las rótulas formadas están dentro del rasgo previsto según los requisitos a cumplir.

El método de validación es el "Equivalent Linearization" según FEMA 440 llegando a un punto de equilibrio entre demanda y capacidad.

Se resume el comportamiento de la estructura con sismo dirección X. El momento en el núcleo a nivel del apoyo de la cercha pasa de 701.922 mkN en (0) a 667.830 mkN en (2), manteniéndose prácticamente constante en estos primeros pasos de la carga pushover. En la base del núcleo de la derecha, sin embargo, el momento se incrementa desde -426.090mkN en (0) hasta -3.515.419 mkN en (2), punto donde se forma la primera rótula. Ver Figura 4.

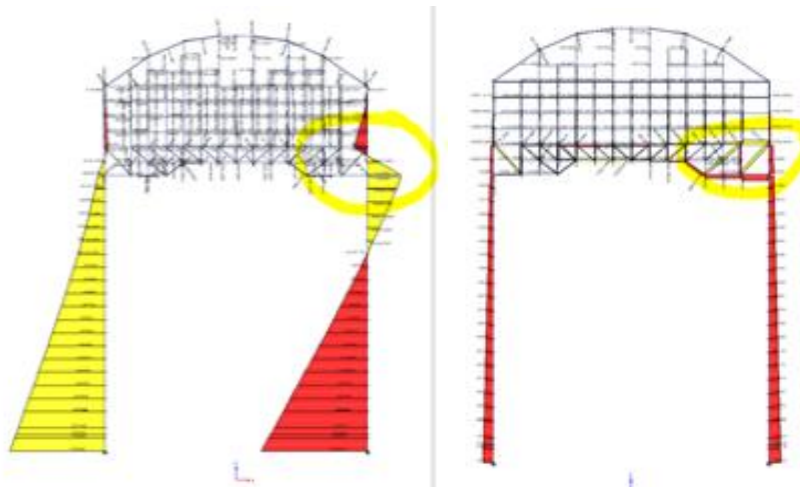


**Figura 4. Momentos en el núcleo: (0)carga vertical, (1) primer escalón de carga horizontal, (2) formación de rótula en la base del núcleo derecho**

Una vez formadas las dos rótulas plásticas en la base de los núcleos, la celosía empieza a concentrar más esfuerzos, llegando a la plastificación en el cordón inferior en unión con el núcleo derecho, donde se concentran las compresiones.

En la Figura 5 se muestran los momentos, y axiles en el paso 5 donde se ha formado la rótula en el cordón inferior de la cercha, cerca de la unión con el núcleo de la derecha.

El momento en la base del núcleo de la derecha alcanza un valor en el paso 5 de 3.653.200 mKN.



**Figura 5. Momentos y axiles: (5) formación de rótula en el cordón inferior de la cercha**

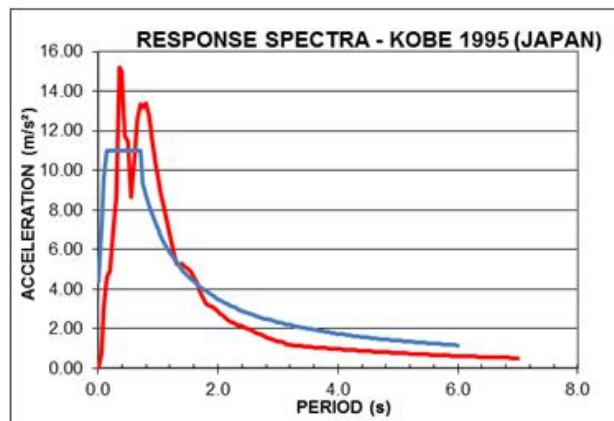
En el sentido Y, se forman las dos rótulas en la base de los núcleos y como no hay mayor grado de hiperestatismo, la resistencia del conjunto del edificio sigue la resistencia de la rótula de la base de los núcleos.

#### **4.3. Análisis no lineal dinámico PBD (Performance Based Design)**

El diseño prestacional empieza a ser el estándar internacional de diseño sísmico para edificios altos y estructuras singulares. Al igual que el Pushover, se comprueba para dos periodos de retornos 475 y 2475 años, con los mismos criterios de aceptación, Life Safety y Collapse Prevention, respectivamente.

Al tratarse de un cálculo dinámico hay que introducir acelerogramas para simular el sismo. Si bien no hay uniformidad en el número a elegir entre los distintos códigos, en este caso se analizaron 8 acelerogramas reales y 1 sintético compatible con el espectro de respuesta. Cada uno de los acelerogramas fue estudiado según dos direcciones.

En este punto es fundamental escalar los acelerogramas para adecuarse al espectro de respuesta. Se siguieron como referencia principalmente los códigos ASCE 7-10 y el NIST GCR 11-917-15. A continuación se muestra uno de los acelerogramas escalado:



**Figura 6. Acelerograma de Kobe 1995 escalado para adecuarse al espectro de respuesta MCE (T=2475 años). Factor de escala 0.48**

El modelo de cálculo se hace más complejo modelizando los núcleos mediante elementos tipo “shell” unidos por vigas de acople (link beams).

A continuación se resume los criterios de modelización y aceptación de los elementos para el sismo de 2475 años.

Element	Action type	Classification	Expected behavior	Acceptance limit for non-linear behavior
Steel Truss Member	Tensile Axial	Ductile	Non-linear	Tension strain < 5Δ <sub>y</sub> *
	Plastic hinge Compression	Brittle	Linear	Remain elastic
RC Shear Walls	Axial-Flexure interaction	Ductile	Non-linear	Concrete compression strain < 0.015 Reinforcing rebar tension strain < 0.05
	Shear	Ductile	Non-linear	Shear strain < 0.00857
Link beams	Moment -Shear	Ductile	Non-linear	0.03 rad chord rotation
Drift	-	-	-	3%

**Tabla 2. Collapse Prevention. Clasificación de elementos y criterios de aceptación**

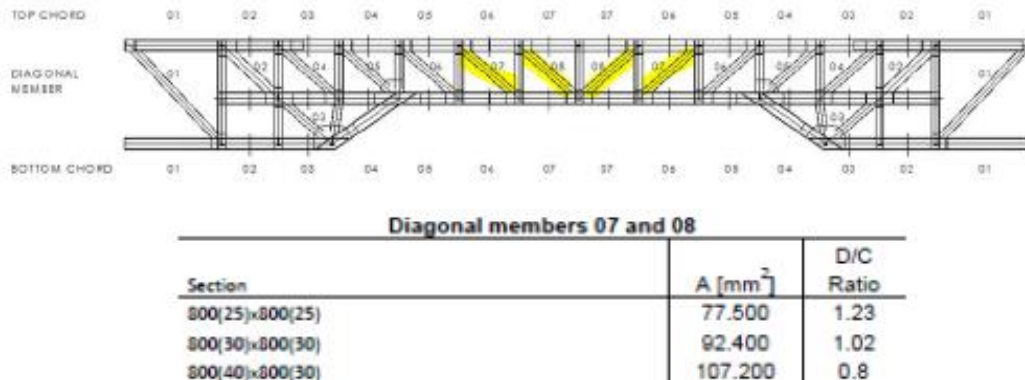
Es importante destacar que, en general, se permiten comportamientos dúctiles y no lineales, salvo en elementos principalmente comprimidos (barras de las cerchas), considerados frágiles y con un comportamiento elástico.

Las capacidades de los elementos se obtienen considerando la resistencia “esperada” (expected strength) con valores superiores a los habituales (Ver LATBSDC).

Según ASCE 7-10, el esfuerzo para cada elemento se obtiene como la media de todos los acelerogramas estudiados.

Analizados los resultados, se concluyó que:

- El comportamiento general del edificio cumple con los criterios de Life Safety y Collapse Prevention.
- 2 diagonales de la cercha, en su parte central, tuvieron que ser reforzadas para cumplir con los límites de deformación impuestos por ASCE 41-06.



**Figura 7. Refuerzo en diagonales centrales debido al PBD**

- El modelo mostró que las vigas de acople “link beams” entre las plantas 10 y 22 también tuvieron que ser reforzadas por tener más esfuerzo que el esperado según cálculo lineal.

## 5. Análisis de viento

El cálculo a viento según los códigos para un edificio con esta forma no es el más recomendado. Los cálculos normativos son normalmente más conservadores debido a que pueden englobar una gran variedad de geometrías para diferentes edificios pero no pueden reflejar un perfil como el de La Luna Hotel.

Dado que en una primera etapa de diseño no es posible contar con un túnel de viento se realizó el viento de la ASCE 7-10 en una fase de concepción y encaje, y una vez recibido los resultados del túnel de viento se utilizaron dichos resultados en el dimensionamiento de los diferentes componentes estructurales.

En primer lugar debe realizarse un estudio climático para determinar las cargas debidas al viento. El estudio climático del viento se realizó en base a los resultados disponibles de las mediciones locales realizadas en el Aeropuerto Internacional de Bakú-Bina con datos disponibles desde 1985 hasta la actualidad.

Con estos datos fue posible determinar la velocidad básica del viento para diferentes periodos de retorno. La velocidad básica del viento para Bakú, en el ámbito normativo, correspondiente a la velocidad a 10.00m sobre la superficie de una ráfaga de 3 segundos para un periodo de retorno T=500 años es de V=53 m/s.

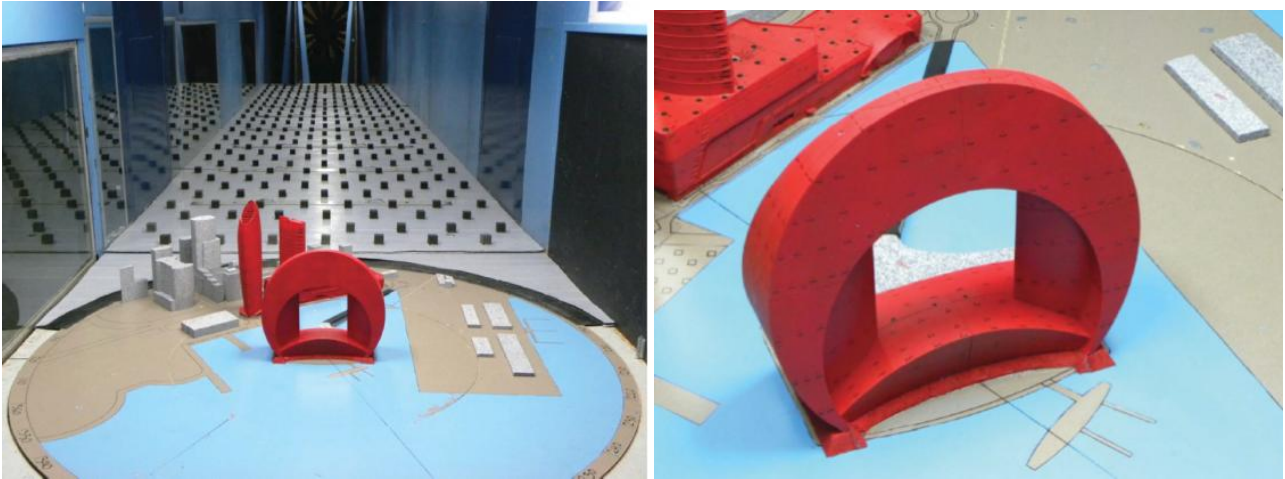
Es obvio por tanto que los vientos en esta región son altos incluso para pequeños periodos de retorno. La demanda por tanto de la estructura resistente a viento es significativa. Por lo tanto en estructuras que sean sensibles al viento, el hecho de que se sitúe en Bakú supone un problema mayor que si se situase en otras regiones con vientos menos severos.

Adicionalmente al dimensionamiento de la estructura para los esfuerzos debidos al viento, deben limitarse las deformaciones laterales y las aceleraciones.



Con el túnel de viento se lograron los siguientes objetivos.

- Proporcionar la información de las cargas de viento para el diseño de la estructura.
- Determinar las aceleraciones inducidas por el viento para los niveles superiores de mayor ocupación.

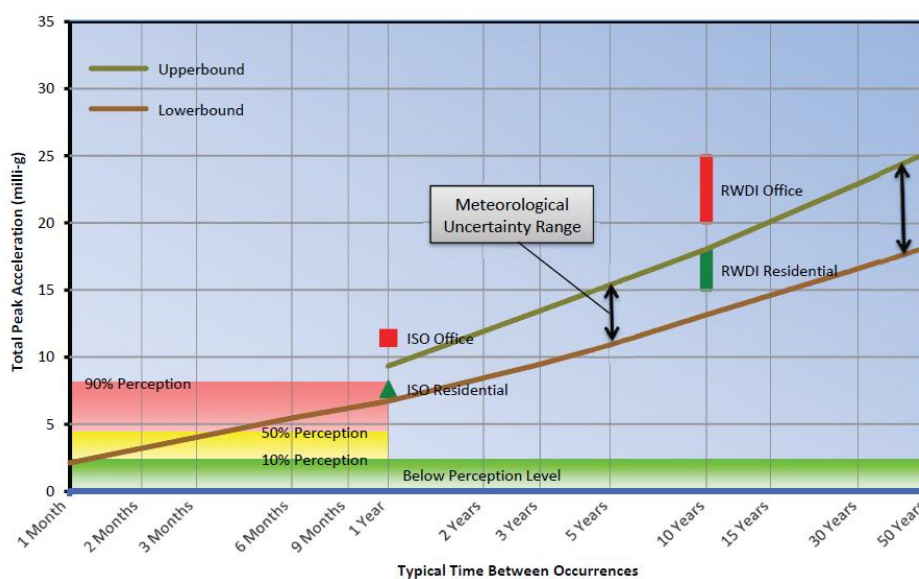


**Figura 8. Maqueta para tunel de viento realizada a escala 1/400.**

Las deformaciones no se evaluaron de forma específica en el ensayo de viento. Se obtienen directamente de los modelos de cálculo introduciendo las cargas planta a planta derivadas del túnel de viento. Las deformaciones laterales por viento se limitan a:

- Deformación total lateral debido a las cargas de viento (periodo de retorno de 50 años) es igual o menor que  $H/500$ .
- Deformación relativa entre plantas debida a la carga de viento (periodo de retorno de 50 años) es igual o menor que  $h/350$  para evitar daños en las fachadas.

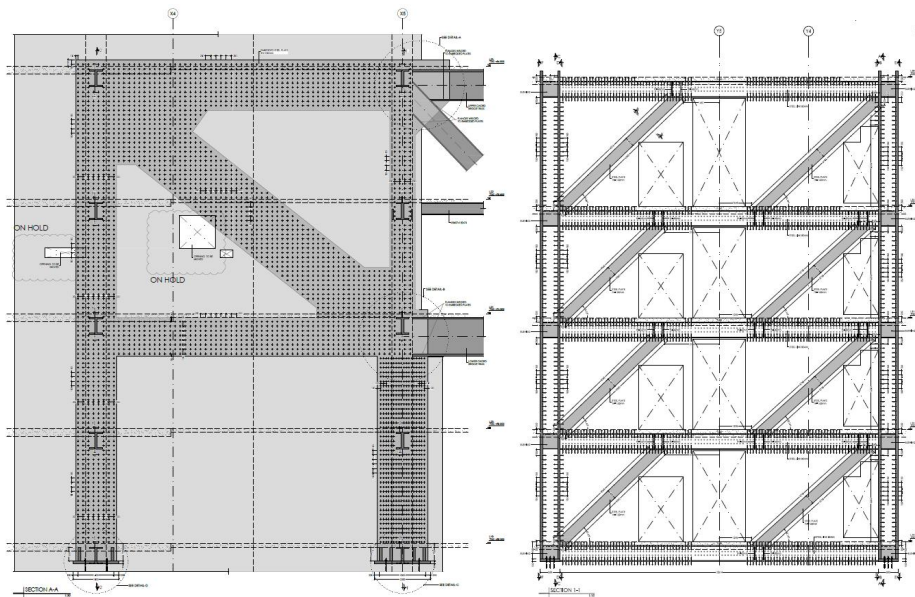
Finalmente con el túnel de viento es posible determinar las aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura (mayores en los niveles superiores) y verificar que se encuentran por debajo de los límites de confort función del uso de dichos niveles



**Figura 9. Máximas aceleraciones horizontales en el nivel 32 según modelo de viento.**

## 6. Conexión puente núcleos

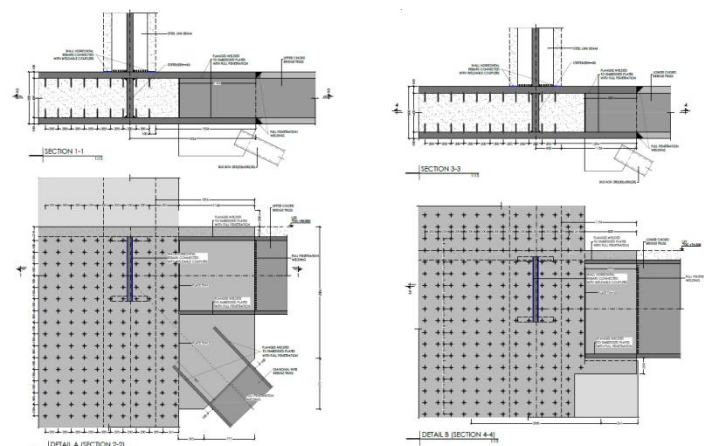
La conexión entre la megaestructura del puente metálico (canto de 10.00m) y los dos núcleos de hormigón es fundamental para el funcionamiento global del edificio. La estructura del puente metálico consiste en dos cerchas coplanarias con las pantallas de los núcleos. Los elementos de las cerchas están constituidos por secciones en forma cajón formadas por dos pletinas laterales de mayor espesor y unas pletinas superior e inferior de menor espesor. Esta configuración permite tanto resolver de forma sencilla los propios nudos de la cerchas evitando numerosos rigidizadores interiores como la conexión con los núcleos debido a que las dos pletinas laterales de las secciones de los cajones coinciden con las caras exteriores de las paredes que configuran los núcleos.



**Figura 10. Esquema general conexión puente-núcleo**

Las pletinas se continúan en el interior de las paredes del núcleo y la transferencia se realiza mediante conectores.

Una vez la carga es transferida a las paredes exteriores del núcleo debe a su vez transferirse tanto hacia las paredes interiores como hacia las paredes perpendiculares que configuran el núcleo. Esto se consigue mediante la armadura horizontal del núcleo ayudado de diagonales metálicas en la zona de pasos (puertas y huecos instalaciones).



**Figura 11. Detalle conexión cordón superior e inferior del puente con núcleos de hormigón**