

Hospital Sangre Grande en Trinidad y Tobago. Un hospital europeo en el Caribe

Sangre Grande Hospital in Trinidad and Tobago. A European Hospital in the Caribbean

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

Javier Parras Martínez^d

^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. Dr. Ingeniero de CCyP. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

RESUMEN

El nuevo Hospital Sangre Grande, situado en Trinidad y Tobago, presenta una planta rectangular de 129 x 93 m, y está constituido por cinco módulos que encierran cuatro patios interiores. Tiene dos niveles sobre rasante y una altura máxima de 13.5 m. Los principales desafíos de este proyecto fueron los condicionantes arquitectónicos, el análisis sísmico de la estructura, la baja capacidad portante del terreno y la viabilidad económica del proyecto, financiado con fondos europeos, lo que obligó a fabricar gran parte de la estructura en España. Para dimensionar los muros pantalla que resisten el sismo fue necesario realizar un análisis no lineal tipo *pushover*. El montaje en obra resolvió con uniones atornilladas.

ABSTRACT

The new Sangre Grande Hospital, located in Trinidad and Tobago, features a rectangular plan shape of 129 x 93 m and includes five modules with four inner patios. It has two stories above ground and a maximum height of 13.5 m. The main challenges of this project were the architectural conditions, the seismic analysis of the structure, the low bearing capacity of the soil and the economic viability of the project, financed by European funds, which led to the fabrication of a great percentage of the structure in Spain. A non-linear push-over analysis was necessary for the design of the seismic-resistant design shear walls. The on-site assembly was solved with bolted connections.

PALABRAS CLAVE: edificación singular, sismo, estructura mixta, transporte naval

KEYWORDS: singular building, seismic action, composite structure, maritime transport

1. Introducción

El nuevo hospital Sangre Grande, ubicado en la población homónima de Trinidad y Tobago, a 12 km del océano Atlántico, surge de la necesidad de aumentar la capacidad hospitalaria en la zona este de la isla de Trinidad y de reemplazar el precario hospital existente.

El nuevo hospital consta de un único edificio principal de 3 alturas, siendo dos útiles y

de planta completa y una de planta parcial destinada a instalaciones, resultando una superficie total sobre rasante de 19.500 m². Asimismo, cuenta con 106 camas y 3 salas de operaciones, además de múltiples salas de atención primaria, salas de exámenes médicos, salas de espera, recibidor, zonas administrativas y de instalaciones, etc.

Dentro de esta actuación, el contratista principal en las fases de proyecto, construcción y explotación fue Vamed Engineering, empresa austriaca especializada en proyectos de hospitales en países en vías de desarrollo. Cesma Ingenieros realizó el proyecto de la estructura y las labores de asistencia técnica durante la obra.



Figura 1. Vista general del hospital

2. Descripción de la estructura

El nuevo hospital presenta una planta rectangular de 129 m de largo y 93 m de ancho, con varios patios interiores y dos alas anexas laterales. El edificio cuenta con dos niveles sobre rasante, sin incluir la cubierta, alcanzando una altura máxima de 13.5 m.

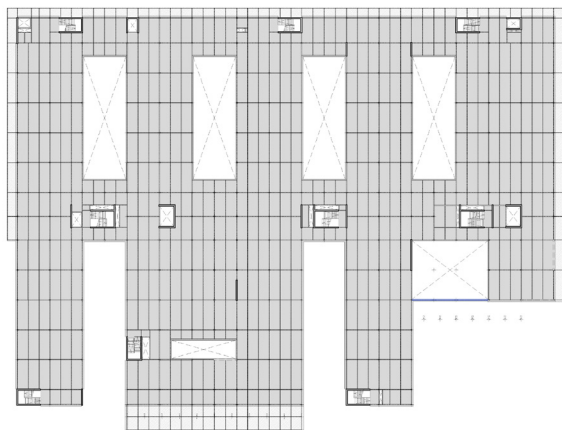


Figura 2. Forma del edificio en planta

La cimentación, que sufrió diversas modificaciones durante la fase de proyecto, finalmente consistió en una losa sobre un relleno estructural de 2 m de espesor, de la cual nacen tanto los pilares metálicos como los muros pantalla de hormigón armado. Sobre esta losa de cimentación se ejecuta la solera de planta baja, para la que se emplea un forjado sanitario con casetones plásticos abovedados que elevan la

cota de acabado sobre el terreno, el cual está situado en zona inundable, y permiten el paso de instalaciones.

Los elementos verticales consistieron, por un lado, en pilares metálicos articulados en su base y, por otro, en muros pantalla de hormigón armado, empotrados en la losa de cimentación, que actúan como elementos sismorresistentes. Estos muros pantalla adaptan su ubicación y geometría a la disposición de escaleras y ascensores definida por la arquitectura del edificio. No se disponen cruces de arriostramiento en la estructura metálica.

La estructura de cada una de las plantas sobre rasante se resuelve mediante estructura mixta compuesta por vigas doble T con luces máximas de 7.8 m y forjados mixtos ejecutados mediante chapa grecada colaborante dispuesta sobre dichas vigas metálicas.

Tanto las vigas como los pilares se resuelven mediante perfiles laminados comerciales conectados mediante uniones atornilladas, generalmente articuladas.

El edificio cuenta, además, con una marquesina perimetral, dos marquesinas en el acceso principal y una última en el acceso del recinto de urgencias, todas resueltas mediante vigas metálicas. En las situadas en los accesos se emplean pilares tubulares circulares, con una ligera inclinación.



Figura 3. Marquesina de acceso principal

Toda la superestructura del edificio se define sin juntas de dilatación, con objeto de distribuir los esfuerzos derivados del sismo entre los muros pantalla previstos.

Finalmente, durante la fase de ejecución se decide disponer un helipuerto sobre la cubierta

del hospital, lo que obligó a modificar parte de la estructura.

3. Concepción estructural

La estructura está fuertemente condicionada por el diseño arquitectónico, ya que este se basa en una forma en planta predefinida, sin considerar el comportamiento estructural, y en el requerimiento de no emplear elementos de arriostramiento en los planos de fachada, de tal manera que se puedan disponer ventanas.

Esto finalmente se traduce en que los muros pantalla constituyen el único elemento resistente frente a las acciones de viento y de sismo, que son predominantes en el dimensionamiento de la estructura, puesto que la ubicación se encuentra expuesta a fuertes vientos como consecuencia de los huracanes provenientes del Atlántico y se sitúa en una zona con alta sismicidad.

Adicionalmente, la estructura presenta un comportamiento irregular frente a las solicitudes sísmicas, dado que la forma en planta queda predefinida por la arquitectura y por la disposición de los muros pantalla, que, a su vez, está condicionada por las formas de las escaleras y de los huecos de ascensores y de instalaciones. Esto supuso un reto importante para su diseño.

Por otro lado, el edificio se encuentra en una zona pantanosa, que se inunda frecuentemente durante la temporada de lluvias, y donde los estratos subyacentes están conformados por arcillas de escasa capacidad portante. Estos condicionantes geotécnicos

obligaron a plantear diferentes soluciones de cimentación, tanto profunda como superficial, haciendo necesario el estudio detallado de su comportamiento, junto con el de los muros pantalla, frente al sismo.

Otro condicionante importante es que, debido a que la construcción del edificio estaba cofinanciada por el Fondo Europeo de Desarrollo, gran parte de la estructura debía ser fabricada en Europa y posteriormente transportada en barco hasta Trinidad. Si bien el proyecto arquitectónico resolvía este punto mediante el empleo de estructura metálica, Cesma propuso, adicionalmente, la introducción de un forjado mixto colaborante, conectado a las vigas metálicas a través de la chapa grecada mediante pernos conectadores, lo que permitió un gran ahorro en el peso total de acero y en la estructura en general. Como sinergia adicional, esto mejoró el comportamiento sísmico y redujo la sollicitación transmitida a la cimentación.

Finalmente, la dificultad de realizar soldaduras en obra obligó a que todas las uniones fueran atornilladas. Este hecho, unido a que la fabricación de la estructura metálica en taller se simultaneó con los trabajos de estructuras de hormigón in-situ, para poder adaptar el tiempo de transporte de la estructura desde España hasta Trinidad a los ajustados plazos de ejecución, obligó a establecer unas tolerancias geométricas muy estrictas en la ejecución y a plantear uniones entre acero y hormigón que permitieran una cierta holgura. Las uniones se describen con más detalle en el apartado 7.

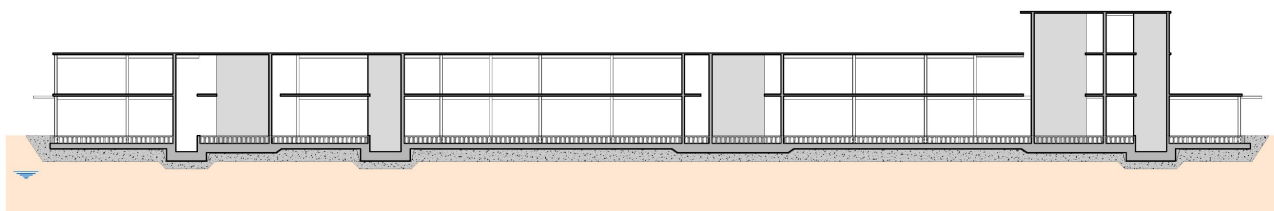


Figura 4. Alzado del edificio

4. Elementos horizontales

Es importante distinguir entre la losa de cimentación, la planta baja y las plantas sobre rasante.



Figura 5. Vista general del edificio durante la ejecución

La losa de cimentación es de hormigón armado y presenta un espesor típico de 0.60 m, el cual se recrece hasta 1.00 m en las zonas bajo los muros pantalla. Asimismo, dentro de la losa se disponen los fosos de ascensores, banqueándola.

Bajo la losa de cimentación se realizó una sustitución del terreno, de 2 m de espesor, disponiéndose un relleno estructural de grava compactada. Para determinar el espesor de dicho relleno se realizó un análisis de la compacidad y del grado de consolidación de las arcillas presentes en el emplazamiento. Este relleno se ejecutó durante la temporada seca, para evitar problemas con la humedad del terreno.

La planta baja se resuelve mediante una solera hormigonada sobre unos casetones plásticos abovedados, comúnmente conocidos bajo la marca comercial de Cávit. Estos casetones se disponen como encofrado perdido, sobre el que se hormigona la solera, y tienen una doble funcionalidad. En primer lugar, permiten el paso de instalaciones bajo el suelo, lo cual es de gran relevancia para el caso de un hospital, y, en segundo lugar, elevan el nivel de acabado sobre el terreno, en este caso unos 80 cm, evitando la humedad asociada a un terreno pantanoso e inundable.

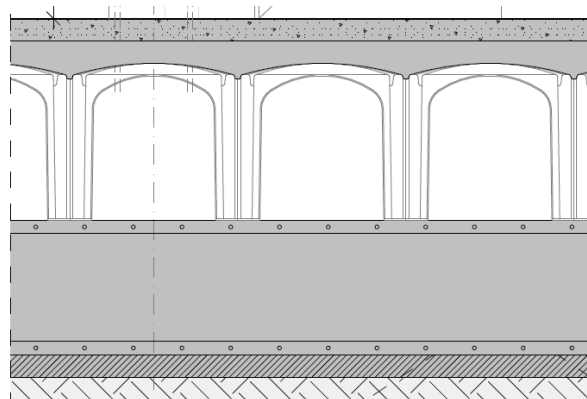


Figura 6. Detalle de losa, caviti y solera

Por otro lado, las plantas sobre rasante se resuelven mediante estructura mixta y forjados mixtos colaborantes. Todas las vigas, salvo en casos específicos, fueron resueltas con perfiles laminados y uniones articuladas atornilladas en los extremos, para facilitar la instalación en obra y aprovechar la acción mixta de la losa superior trabajando siempre a compresión. Si bien todas las especificaciones de la obra se realizaron con normativa americana, los perfiles laminados siguieron el catálogo europeo, ya que fueron suministrados desde España. La luz máxima entre pilares es de 7.8 m, disponiéndose dos correas intermedias, también mixtas, que permiten una configuración típica de 3 vanos para la chapa grecada.

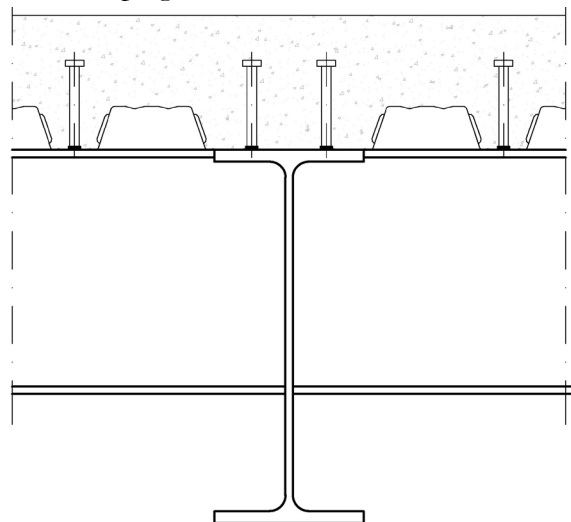


Figura 7. Detalle del forjado

La chapa grecada fue fijada en obra mediante el soldeo de los pernos conectadores a través de la chapa. Sobre esta chapa se hormigonó el forjado, alcanzando un espesor de 16 cm.

5. Elementos verticales

Los elementos verticales portantes están compuestos, fundamentalmente, por muros pantallas de hormigón armado y por pilares metálicos.

Los muros pantalla, por imposición arquitectónica, tienen distintas formas en planta, generalmente en forma de “U” o rectas, y se encuentran distribuidos de forma irregular en la planta del edificio (ver Figura 2). Su espesor varía entre los 30 cm y los 40 cm, dependiendo de cada caso. En general, fue necesario definir cuantías de armado significativas para los muros, debido a su función resistente frente a la acción sísmica.

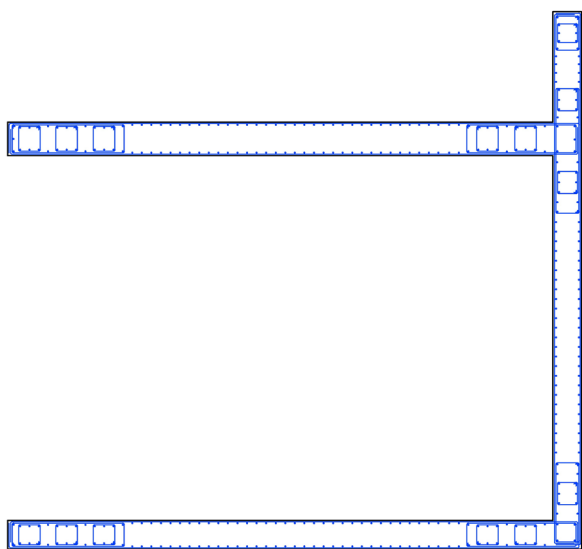


Figura 8. Detalle de armado de muro

Por su parte, los pilares metálicos están conformados por perfiles laminados y se articulan en la base. Para la marquesina de acceso se definen unos pilares metálicos especiales con una cierta inclinación.

6. Diseño sismorresistente

El diseño sismorresistente viene condicionado, fundamentalmente, por la imposibilidad de disponer cruces de arriostramiento en planos verticales, la irregularidad en planta y la necesidad de que todas las uniones en obra sean atornilladas, factores que hacen inviable el diseño de una estructura metálica adecuada con una cuantía de acero y un coste moderados,

considerando una aceleración de diseño del suelo de 0.42g.

Por ello, se recurre a un sistema estructural poco convencional en zonas de alta sismicidad, pero que permite compatibilizar todos los condicionantes arquitectónicos y socioeconómicos asociados a la ejecución del hospital. Se plantea independizar totalmente el comportamiento de la estructura frente a las acciones gravitacionales del comportamiento frente a las acciones horizontales, siendo la estructura metálica o mixta la encargada de resistir las acciones verticales y confiando a las pantallas de hormigón la responsabilidad total de transmitir a la cimentación las acciones debidas al viento y al evento sísmico.

Este comportamiento se consigue articulando todas las uniones entre las vigas y los pilares metálicos y, adicionalmente, articulando la unión de los pilares metálicos en su base, lo que permite garantizar que la deformación de la estructura metálica se compatibiliza con la deformación de las pantallas de hormigón, sin generar esfuerzos adicionales, durante el evento sísmico. Para garantizar que las fuerzas inerciales se transmiten adecuadamente hasta las pantallas de hormigón y compatibilizar las deformaciones de todos los elementos verticales, el forjado mixto se armó adecuadamente para cumplir la función de diafragma rígido.

Las grandes limitaciones arquitectónicas para situar las pantallas de hormigón obligan a aprovechar al máximo estas ubicaciones, lo que, unido a la reducida altura total del edificio, supone unas ratios alto/ancho de las pantallas muy reducidas. Esta relación de dimensiones implica que el comportamiento estructural durante el evento sísmico viene determinado por la resistencia a cortante de las pantallas y no por su resistencia a flexión, lo que invalida el posible uso de los coeficientes de comportamiento, R , establecidos por las diferentes normativas, haciendo necesario realizar un cálculo sísmico específico detallado.

A pesar de lo indicado anteriormente, la supervisión local impuso que el dimensionado

de la estructura debía realizarse a partir de un análisis modal espectral aplicando un coeficiente de comportamiento $R = 5$, de acuerdo con lo especificado por la ASCE-7-05 [3] para sistemas sismorresistentes formados por pantallas de hormigón armado especiales, lo que obligó a realizar un cálculo sísmico detallado inicial, a partir de un análisis no lineal tipo *pushover*, para establecer un factor de comportamiento adecuado a las particularidades de esta estructura y la posterior verificación del sistema resultante mediante un análisis modal espectral, tanto para el factor de comportamiento equivalente obtenido ($R_{eq} = 1.88$, ver pg. 8) como para el factor de comportamiento indicado en la norma, que fue el que finalmente se incorporó al anejo de cálculo definitivo del proyecto. Para dicho análisis modal espectral se consideraron los modos necesarios para movilizar el 90% de la masa total del edificio.

Como paso previo, se obtuvo un módulo de balasto equivalente mediante un modelo de elementos finitos en el que se incluyen las diferentes capas de terreno y el terreno de sustitución mediante elementos tipo “solid”.

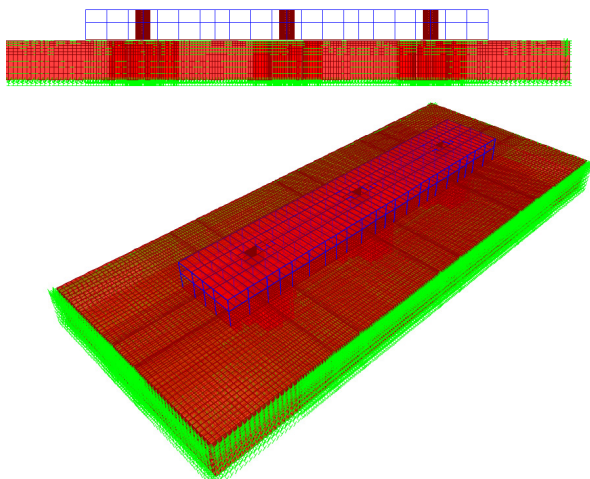


Figura 9. Modelo para la obtención del módulo de balasto equivalente

Para el análisis no lineal se realizó un modelo de cálculo con el programa SAP2000 en el que se incluyeron todos los elementos de una parte representativa de la estructura y las siguientes hipótesis de cálculo:

- Comportamiento no lineal de la interacción suelo-estructura mediante la consideración

de un módulo de balasto vertical equivalente en el que el terreno solo es capaz de resistir compresiones.

- Comportamiento no lineal de las pantallas verticales y de la losa de cimentación mediante la consideración de la no linealidad de sus materiales constitutivos: hormigón y acero de armar.
- La estructura se considera agotada en el momento de fallo del primer elemento.
- La estructura metálica, pilares y vigas, se comporta de forma elástica y lineal y todas sus uniones son articuladas

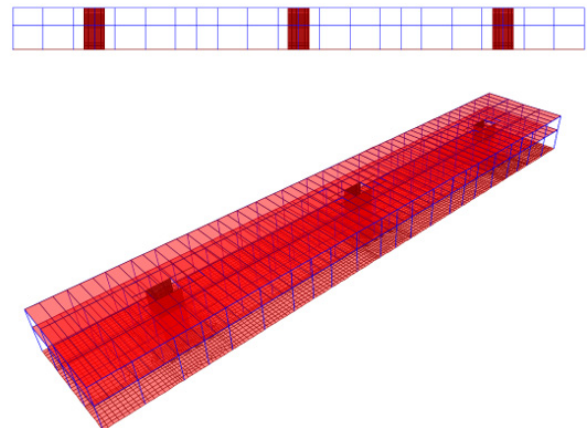


Figura 10. Modelo de cálculo para análisis *pushover*

Para el cálculo se consideran los detalles de armado definidos en el ACI [2] confinándose el hormigón en las zonas extremas de las pantallas mediante el zunchado con cercos, confinamiento que se tiene en cuenta para la elaboración de la ley constitutiva del material, tal y como se muestra en la Figura 11.

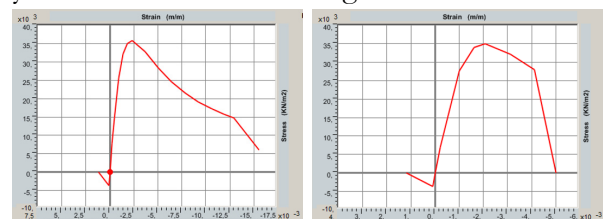


Figura 11. Ecuaciones constitutivas del hormigón de las pantallas confinado y sin confinar.

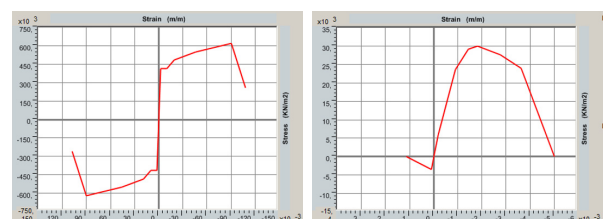


Figura 12. Ecuaciones constitutivas del acero de armar y del hormigón de la losa de cimentación.

Para el análisis durante el evento sísmico se obtienen, en primer lugar, los espectros deformación-aceleración sísmica de demanda para diferentes amortiguamientos de la estructura a partir de los espectros periodo-aceleración definidos por la ASCE-7-05 [3].

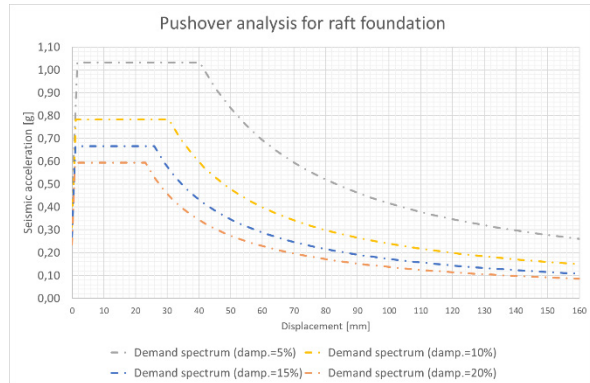


Figura 13. Espectros de demanda.

A continuación, se obtienen las curvas de capacidad de la estructura (desplazamiento / cortante basal) mediante un análisis tipo *pushover* con control de deformaciones en la cubierta mediante la aplicación de una aceleración incremental a partir de la masa movilizada considerando la totalidad del peso propio y de la carga muerta y el 25% de la sobrecarga de uso.

Para poder tener en cuenta de forma adecuada el estado tensional de todas las fibras, el análisis *pushover* toma como hipótesis de inicio el resultado final de un estado de carga no lineal en el que se aplican las cargas gravitacionales asociadas a las masas anteriores, de forma que sea posible considerar los esfuerzos y reacciones en el terreno producidos por las cargas verticales concomitantes con el evento sísmico.

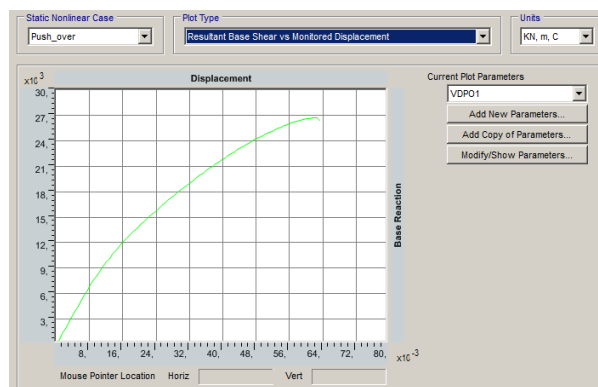


Figura 14. Curva de capacidad reacción basal / desplazamiento obtenida del modelo de cálculo.

Para poder comparar los espectros de demanda con las curvas de capacidad es necesario transformar dichas curvas de capacidad reacción basal/desplazamiento a curvas aceleración/desplazamiento, para ello se dividen las reacciones basales entre la masa total movilizada durante el evento sísmico de la estructura.

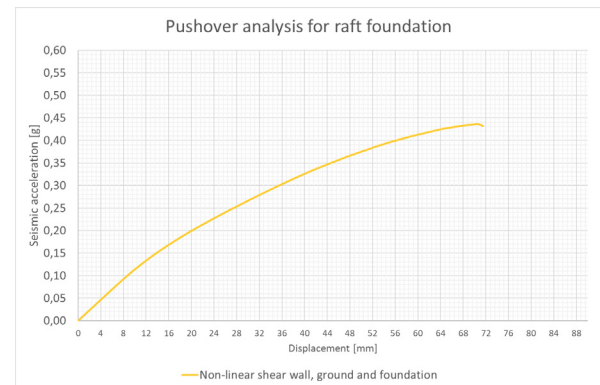


Figura 15. Curva de capacidad aceleración / desplazamiento.

Para verificar que la estructura tiene capacidad resistente suficiente para soportar el evento sísmico de diseño, tan sólo es necesario verificar que la capacidad de deformación de la estructura es suficiente para que dicha deformación se produzca sin llegar al agotamiento de la estructura. Es decir, que la estructura es lo bastante dúctil o flexible para acomodarse a las deformaciones impuestas por la acción sísmica sin agotar su resistencia. Para ello, se comparan los espectros de capacidad y demanda.

El amortiguamiento equivalente asociado al desplazamiento máximo de la estructura está compuesto por la suma del amortiguamiento histerético, debido a la disipación de energía en las secciones de hormigón durante el evento sísmico, y el amortiguamiento viscoso inherente a la estructura del 5%. Este amortiguamiento equivalente puede obtenerse a partir de la metodología recogida en el documento ATC-40 [4], obteniéndose un valor del 17%.

Comparando el espectro de capacidad con el espectro de demanda para un amortiguamiento, del lado de la seguridad, del

15%, es posible obtener el punto de funcionamiento, o deformación de diseño, de la estructura durante el evento sísmico y verificar que la capacidad de deformación de la misma es superior a la deformación o demanda de diseño, con lo que se garantizaría su seguridad estructural.

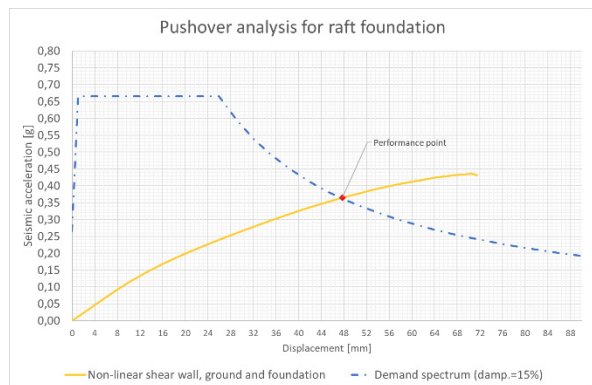


Figura 16. Punto de funcionamiento de la estructura durante el evento sísmico

Puesto que la estructura es de especial importancia, al tratarse de un hospital, es necesario, adicionalmente, cumplir el requisito de ocupación inmediata (IO) tras el evento sísmico, para lo que, de acuerdo con los límites establecidos por FEMA 273/273 [5], se considera que no puede producirse ningún giro plástico en las secciones de las pantallas para un sismo con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (periodo de retorno de 2475 años), que equivalente al sismo de diseño indicado por la ASCE-7-05 [3].

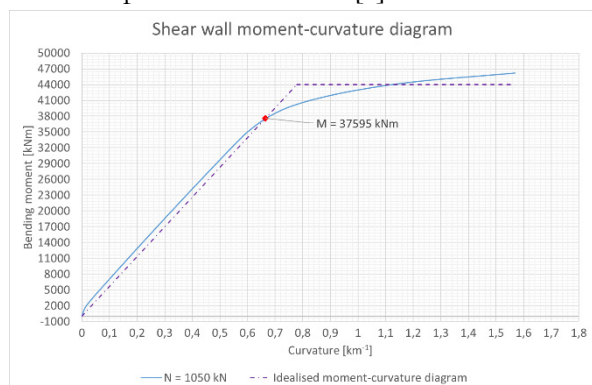


Figura 17. Punto de funcionamiento de la estructura en el diagrama momento-curvatura de la pantalla

Si se obtiene el punto de funcionamiento dentro del diagrama momento-curvatura de la pantalla para el axil concomitante, puede observarse como, para el sismo de diseño, el

comportamiento de las pantallas es esencialmente elástico de acuerdo con el criterio establecido en la LRFD *Seismic Bridge Design* [6].

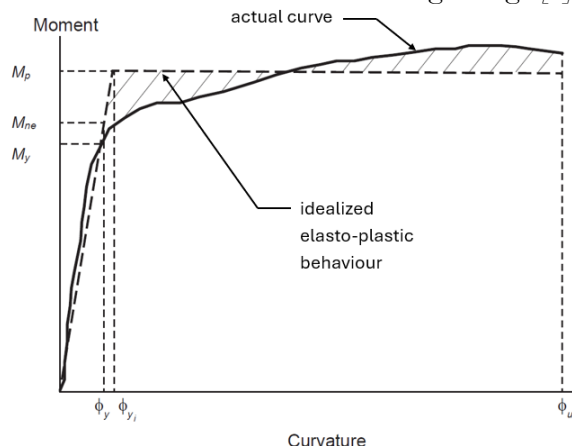


Figura 18. Diagrama momento-curvatura idealizado

Por lo que, a partir del análisis *pushover*, es posible garantizar tanto la integridad estructural durante el evento sísmico como la ocupación inmediata tras dicho evento.

Si se obtiene la curva de capacidad desplazamiento/cortante basal considerando el comportamiento lineal de toda la estructura, es posible ver la relación entre los esfuerzos elásticos lineales y los esfuerzos teniendo en cuenta el comportamiento real no lineal, pudiéndose obtener un factor de respuesta equivalente, $R_{eq} = 1.88$, para la estructura específica objeto de estudio, que, en este caso, resulta ser muy inferior a la prescrita por la normativa de referencia, ASCE-7-05 [3], para estructuras con sistemas sismorresistentes formados por pantallas de hormigón armado especiales, tal y como era de prever para esta estructura singular.

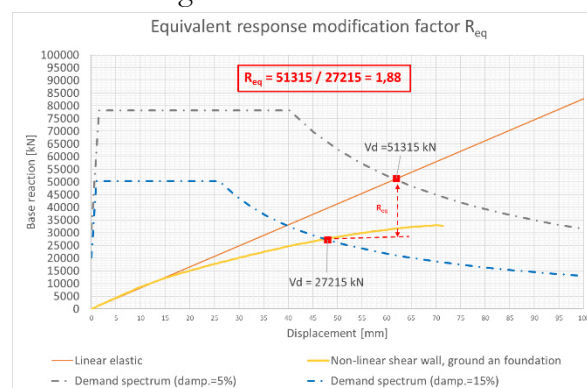


Figura 19. Factor de respuesta equivalente

Es necesario destacar, por tanto, la importancia de estudiar detalladamente el comportamiento real durante el evento sísmico de diseño del sistema estructural definido para cada edificio, asegurándose de que, en caso de utilizar alguna de las metodologías simplificadas de diseño recogidas por las diferentes normativas, estas sean aplicables para el caso específico de estudio. En el caso concreto del Hospital Sangre Grande, puede observarse como el diseño de la estructura a partir de un cálculo simplificado mediante análisis modal espectral con un factor de comportamiento, a priori, recogido por la norma, hubiera dado como resultado una estructura que no sólo no hubiera cumplido el requisito de ocupación inmediata especificado para las instalaciones hospitalarias, sino que la resistencia e integridad estructural se hubieran visto gravemente comprometidas en caso de ocurrencia del sismo de diseño.

Adicionalmente, para el diseño del armado de las pantallas, se consideró la norma ASCE 43-05 [7], donde se incluye una metodología específica para el dimensionado de pantallas de baja altura frente a la acción sísmica, ya que la formulación general del ACI [2] es excesivamente conservadora y menosprecia significativamente la resistencia a cortante de este tipo de elementos.

6. Dimensionado general de la estructura

Debido a los requerimientos del Cliente, se realizó un modelo de cálculo de elementos finitos global con el software ETABS.

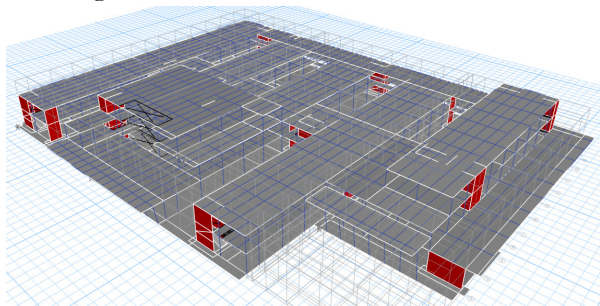


Figura 20. Modelo global de cálculo

Con este modelo se realizaron todas las verificaciones de los elementos de la estructura, con excepción de los forjados y de las uniones, de acuerdo con las normas ANSI/AISC 360-05 [1] y ACI 318-05 [2]. Para ello, se emplearon los módulos de verificación del programa.

Para modelizar la interacción suelo-estructura, se realizó un análisis de sensibilidad con diferentes módulos de balasto a partir de la información geotécnica.

Por su parte, los forjados fueron verificados con el software Cofra5 de la casa comercial ArcelorMittal, considerando la exposición frente al fuego, para lo que se despreció la colaboración de la chapa gresada, disponiendo armadura inferior en las grecas.

Finalmente, las uniones se verificaron mediante el programa IDEA StatiCa.

Este mismo modelo se utilizó para el análisis sísmico modal espectral con los diferentes factores de comportamiento estudiados en apartados anteriores.

7. Uniones

Tal y como se ha mencionado anteriormente, la concepción de la estructura obligó a plantear uniones atornilladas que permitieran aumentar el grado de prefabricación, reduciendo las soldaduras en obra al mínimo imprescindible, y disminuir los plazos de ejecución.



Figura 21. Marquesina de acceso durante la ejecución, con uniones atornilladas.

En general, dichas uniones fueron articuladas, salvo en casos concretos como, por ejemplo, las marquesinas, donde hay vigas en voladizo.



Figura 22. Unión atornillada.

Se realizó una definición pormenorizada de todas las uniones, ubicándolas en cada nudo de la estructura y preparando el plano de detalle correspondiente.

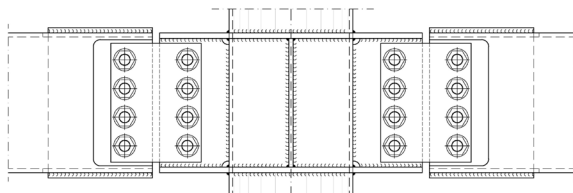


Figura 23. Plano de detalle de uniones

Como caso especial cabe comentar las placas de anclaje de unión de las vigas metálicas a los muros pantalla. En este caso, hubo que definir placas con barras embebidas, las cuales eran instaladas por la empresa encargada de ejecutar las estructuras de hormigón. Posteriormente, al instalar la estructura metálica, el taller soldaba unas chapas a las que se atornillaba la estructura metálica.

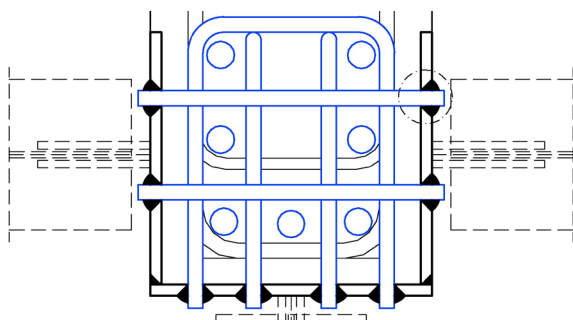


Figura 24. Placa de anclaje embebida en muro pantalla

Ficha técnica de la estructura

Datos de la obra	
Ubicación	Trinidad y Tobago
Año de ejecución	2024
Propiedad	ERHA, Ministry of Health
Proyecto constructivo y Asistencia técnica	Cesma Ingenieros
Contratista principal y Arquitectura	Vamed Engineering
Datos técnicos	
Superficie total	19500 m ²

Agradecimientos

Agradecemos a Vamed Engineering, contratistas principales y autores del proyecto de arquitectura, en concreto a Andrés Portocarrero, por la labor realizada durante el desarrollo del trabajo y en especial su colaboración aportándonos la información gráfica para elaborar esta ponencia.

Referencias

- [1] ANSI/AISC 360-05^(*). “*Specification for Structural Steel Building*”.
- [2] ACI-318-2005^(*). “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”. America Concrete Institute.
- [3] ASCE-7-05^(*). “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”.
- [4] ATC-40. “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”.
- [5] FEMA 273/274. “*Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”.
- [6] AASHTO “*Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*”. 2011
- [7] ASCE 43-05 “*Seismic Design Criteria for Structures, Systems and Components in Nuclear Facilities*”.

^(*) La normas están desactualizadas con respecto a la fecha de redacción del proyecto por exigencia de la propiedad, debido al periodo de retorno impuesto para las acciones sísmicas y de viento a considerar.