



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA DE UN EDIFICIO DE GRANDES LUCES RESUELTA CON MALLAS ESPACIALES DE ACERO

Sainsbury Centre for Visual Arts

Miguel Ángel Jordá Arbona

Tutor: Agustín Pérez García

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

ETSAV

Grado en fundamentos de la Arquitectura



0. RESUMEN. RESUM. ABSTRACT.

Resumen

El objetivo de este trabajo es el de mejorar una estructura reduciendo su coste material, económico y medioambiental. En este caso se optimizará un pórtico tipo del Sainsbury Centre for Visual Arts de Norman Foster, inaugurado en 1978 y situado en Norwich, Inglaterra.

En primer lugar, se aportará información sobre el arquitecto, el ingeniero y el edificio en sí, así como de su estructura para posteriormente realizar el proceso de optimización que llevará al resultado final.

Con la ayuda del programa de cálculo estructural Architrave y la web de optimización VTAM, se analizarán distintas configuraciones del pórtico tipo para conseguir modelos que requieran menos cantidad de material. Este proceso se irá afinando hasta conseguir una solución que se admitirá como definitiva.

Palabras clave: Pórtico, Sainsbury Centre, Norman Foster, Anthony Hunt, celosía espacial.

Resum

L'objectiu d'aquest treball és millorar una estructura reduint els seus costos materials, econòmics i ambientals. En aquest cas, s'optimitzarà un pòrtic tipus del Sainsbury Centre for Visual Arts de Norman Foster, inaugurat el 1978 i situat a Norwich, Anglaterra.

En primer lloc, es facilitarà informació sobre l'arquitecte, l'enginyer i el propi edifici, així com la seva estructura per posteriorment dur a terme el procés d'optimització que donarà lloc al resultat final.

Amb l'ajuda del programa de càlcul estructural Architrave i el lloc web d'optimització VTAM, s'analitzaran diferents configuracions del pòrtic tipus per aconseguir models que requereixin menys material. Aquest procés es refinarà fins que s'arribi a una solució que s'admeti com a definitiva.

Paraules clau: Pòrtic, Sainsbury Centre, Norman Foster, Anthony Hunt, gelosia espacial.

Abstract

The objective of this essay is to improve a structure by reducing its material, economic and environmental costs. In this case, a structural frame of Norman Foster's Sainsbury Centre for Visual Arts, opened in 1978 and located in Norwich, England, will be optimized.

Firstly, information will be provided about the architect, the engineer, and the building itself, as well as its structure to subsequently carry out the optimization process that will lead to the result.

With the help of the structural calculation program Architrave and the VTAM optimization website, different configurations of the structural frame will be analyzed to achieve models that require less material. This process will be refined until a solution is reached, which will be admitted as definitive.

Keywords: Structural frame, Sainsbury Centre, Norman Foster, Anthony Hunt, truss frame.



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi tutor, Agustín Pérez García, por su incansable trabajo de revisión, corrección y asesoramiento durante el proceso de realización de este trabajo.

A Esther Saliente Soler por facilitarme, desinteresadamente, el acceso a su TFG y al modelo inicial de la estructura

Finalmente me gustaría agradecer la ayuda de todas las personas que han ayudado, de manera indirecta, a la realización de este trabajo, y en general a todos los que me han prestado ayuda a lo largo de la carrera.



ÍNDICE

0. RESUMEN, RESUM, ABSTRACT. PALABRAS CLAVE, PARAULES CLAU, KEYWORDS.
1. OBJETIVOS. ANTECEDENTES. METODOLOGÍA.
2. RELACIÓN CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS).
3. FIGURAS PRINCIPALES
4. EL EDIFICIO
5. ANALISIS ESTRUCTURAL
6. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA
7. PROPUESTA DE MEJORA DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EXISTENTE.
8. PROCESO DE OPTIMIZACIÓN MEDIANTE UN MÉTODO HEURÍSTICO.
9. CONCLUSIONES.
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. OBJETIVOS, ANTECEDENTES Y METODOLOGÍA

Objetivos

El objetivo de este trabajo es la mejora de una estructura existente reduciendo la cantidad de material utilizado y por tanto el peso y coste económico final. Esta reducción se realizará partiendo de un análisis previo de la estructura completa y un estudio exhaustivo de un pórtico tipo, que será el protagonista de la optimización, pues la estructura está compuesta por una sucesión de cerchas espaciales.

Para el proceso de optimización se utilizarán 3 programas, en primer lugar, se modelizará la estructura en Autocad, posteriormente se asignarán materiales, tipos de secciones y fuerzas con el módulo de diseño de Architrave, para pasar a la aplicación web VTAM, donde introduciendo los datos de cada configuración y el archivo del modelo, se obtiene el peso total de la estructura calculada. Finalmente, si este resultado es adecuado y ha mejorado las configuraciones anteriores, pasará a analizarse más profundamente en el módulo de cálculo de Architrave.

Por último, mediante todos estos ensayos, se alcanzarán un conjunto de soluciones suficientemente buenas que se someterán a comparación para seleccionar la configuración que se considerará como óptima. Este modelo se comparará con el pórtico original para la comprobación las mejoras obtenidas.

Antecedentes

El trabajo parte de una estructura existente, que pertenece al edificio de Norman Foster realizado en 1978 en Norwich, el Sainsbury Centre for Visual Arts. Además, se toma como punto de partida el TFG realizado por Esther Saliente durante el curso 2015/16, en el que analiza la estructura del edificio mencionado y aporta, entre otras muchas cosas, el predimensionado del pórtico que se considerará como original.

Se considerarán las dimensiones del pórtico como fijas, por lo que se mantendrá la luz interior, la altura libre y el ancho de las celosías en todas las configuraciones, modificando elementos como las uniones entre cerchas, número de barras, tipo de acero y de sección o los cantos de las celosías.

Metodología

En primer lugar, se realiza una introducción y contextualización explicando aspectos relacionados con el edificio como su autor, ingeniero, promotores, estructura y aspectos puramente arquitectónicos, de esta manera se facilita la comprensión del edificio y de su estructura.

A continuación, se analizan en profundidad los aspectos relacionados con la estructura, partiendo del conjunto de pórticos que forman el edificio y más tarde centrándose en el análisis del pórtico tipo, que será objeto de la optimización.

Posteriormente, se realizarán configuraciones del pórtico introduciendo progresivamente pequeñas modificaciones, de esta manera se estudiará el comportamiento estructural y se seguirán analizando las que ofrezcan mejores soluciones. Estos modelos los calculará la aplicación web VTAM y se obtendrá el peso de cada una de las configuraciones.

Finalmente, tras un proceso de comparación entre los resultados, se escogerá la solución más ligera y económica para analizarla en profundidad y compararla con el pórtico original y obtener así las mejoras producidas en la estructura.

2. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE (ODS) Y SU RELACIÓN CON EL TEMA A TRATAR.

Los 17 objetivos (ODS) aprobados por la ONU en 2015 son los siguientes [1]:

-Objetivo 1: Poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo

Optimización de los materiales utilizados para una mejora del precio final, haciéndolas más asequibles incluso en países en vías de desarrollo.

-Objetivo 2: Poner fin al hambre

-Objetivo 3: Garantizar una vida sana y promover el bienestar para todos en todas las edades

-Objetivo 4: Garantizar una educación inclusiva, equitativa y de calidad y promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos

-Objetivo 5: Lograr la igualdad entre los géneros y empoderar a todas las mujeres y las niñas

-Objetivo 6: Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos

-Objetivo 7: Garantizar el acceso a una energía asequible, segura, sostenible y moderna

-Objetivo 8: Promover el crecimiento económico inclusivo y sostenible, el empleo y el trabajo decente para todos

Algunas metas del objetivo número 8 son las siguientes:

8.2 Lograr niveles más elevados de productividad económica mediante la diversificación, la modernización tecnológica y la innovación, entre otras cosas centrándose en los sectores con gran valor añadido y un uso intensivo de la mano de obra

8.4 Mejorar progresivamente, de aquí a 2030, la producción y el consumo eficientes de los recursos mundiales y procurar desvincular el crecimiento económico de la degradación del medio ambiente, conforme al Marco Decenal de Programas sobre Modalidades de Consumo y Producción Sostenibles, empezando por los países desarrollados

-Objetivo 9: Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación

Algunas metas del objetivo número 9 son las siguientes:

9.1 Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad, incluidas infraestructuras regionales y transfronterizas, para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano, haciendo hincapié en el acceso asequible y equitativo para todos

9.4 De aquí a 2030, modernizar la infraestructura y reconvertir las industrias para que sean sostenibles, utilizando los recursos con mayor eficacia y promoviendo la adopción de tecnologías y procesos industriales limpios y ambientalmente racionales, y logrando que todos los países tomen medidas de acuerdo con sus capacidades respectivas

9.a Facilitar el desarrollo de infraestructuras sostenibles y resilientes en los países en desarrollo mediante un mayor apoyo financiero, tecnológico y técnico a los países africanos, los países menos adelantados, los países en desarrollo sin litoral y los pequeños Estados insulares en desarrollo

-Objetivo 10: Reducir la desigualdad en y entre los países.

-Objetivo 11: Lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles
Algunas metas del objetivo número 11 son las siguientes:

11.3 De aquí a 2030, aumentar la urbanización inclusiva y sostenible y la capacidad para la planificación y la gestión participativas, integradas y sostenibles de los asentamientos humanos en todos los países

11.6 De aquí a 2030, reducir el impacto ambiental negativo per cápita de las ciudades, incluso prestando especial atención a la calidad del aire y la gestión de los desechos municipales y de otro tipo

-Objetivo 12: Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles

Algunas metas del objetivo número 12 son las siguientes:

12.2 De aquí a 2030, lograr la gestión sostenible y el uso eficiente de los recursos naturales

12.5 De aquí a 2030, reducir considerablemente la generación de desechos mediante actividades de prevención, reducción, reciclado y reutilización

-Objetivo 13: Adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos

13.1 Fortalecer la resiliencia y la capacidad de adaptación a los riesgos relacionados con el clima y los desastres naturales en todos los países

-Objetivo 14: Conservar y utilizar sosteniblemente los océanos, los mares y los recursos marinos

-Objetivo 15: Gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras, detener la pérdida de biodiversidad

-Objetivo 16: Promover sociedades justas, pacíficas e inclusivas

-Objetivo 17: Revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible

En este TFG se abordan temas relacionados con los ODS, pues lo que se pretende es reducir lo máximo posible una estructura, cumpliendo todos los requisitos que se le exigen, para disminuir tanto la cantidad de material utilizado, como el precio, como las emisiones de CO₂ producidas por la obtención y transporte del material.

Con la optimización de la estructura se contribuye a una mejora en la sostenibilidad, lo que tiene una relación directa con algunos de los objetivos nombrados anteriormente. Se puede considerar que la finalidad del trabajo va acorde con ideas fomentadas en los objetivos 8, 9, 11,12 y 13, todos relacionados con una producción eficiente, la industrialización sostenible, reducción del impacto ambiental negativo y el uso eficiente de los recursos.

3. FIGURAS PRINCIPALES.

-Familia Sainsbury:

"Un edificio es tan bueno como su cliente y la arquitectura del Sainsbury Centre es inseparable de la iluminación y fuerza de los Sainsbury y el apoyo de la University of East Anglia." (N. Foster)



FIG. 1. ROBERT Y LISA SAINSBURY JUNTO A NORMAN FOSTER EN LA INAUGURACIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL SAINSBURY CENTRE

Robert James Sainsbury, nacido en 1906 y fallecido en el año 2000 fue hijo de John Benjamin Sainsbury, cuyo padre, John James Sainsbury, fue el fundador del negocio familiar de pequeños supermercados Sainsbury. Junto a su hermano Alan, Robert dirigió la empresa desde 1930 hasta 1969.

Robert estudió en Cambridge, pero su pasión por el arte se desarrolló en una época posterior a sus estudios. En la década de 1930, y con un creciente interés por el arte contemporáneo, empezó a adquirir esculturas de Jacob Epstein y Henry Moore, lo que supondría el inicio de su vida como coleccionista.

En 1937 se produce el matrimonio entre Robert y Lisa Van den Bergh, nacida en 1912. El padre de Lisa era profesor en la en la Universidad de Sorbonne, lo que permitió a Robert ampliar sus horizontes como coleccionista y amante del arte.

El matrimonio Sainsbury adquirió obras de Picasso, Giacometti, Modigliani y Francis Bacon. También destacó su interés por objetos pequeños como los Netsuke japoneses. La colección personal de Robert y Lisa podría definirse como ecléctica, diferenciando dos categorías, la de antigüedades u objetos étnicos; y arte del siglo XX y finales del XIX.

A principios de la década de los 70, debido a la inmensa cantidad de obras de arte que poseían los Sainsbury en su casa de Londres y en el almacén de su casa de campo en Berkshire, decidieron buscar una alternativa para mostrar su colección de manera pública sin descuidar su preservación. En 1973 anunciaron que donarían unas 500 obras de arte a la Universidad de East Anglia, fundada pocos años atrás y diseñada por Denys Lasdun con un estilo Brutalista. Inicialmente, la colección iba a ser alojada en el campus, todavía en proceso de ampliación, pero David Sainsbury, hijo de Lisa y Robert se comprometió a financiar la construcción de un nuevo edificio que la contuviese.

Norman Foster fue elegido el arquitecto del Sainsbury Center tras una visita de Robert al Centro de Foster Associates Fred Olsen Amenity Centre en Millwall Dock, terminado en 1970. Esta visita fue concertada por el editor de la revista Design.

Inicialmente los Sainsbury tenían en mente al diseñador Kho Liang Ie, que ya había trabajado para Robert anteriormente diseñando su estudio y esta vez se encargaría del diseño de la parte interior del edificio, mientras Norman Foster diseñaría el edificio en sí. Sin embargo, Kho Liang Ie falleció en 1975, con el proyecto a penas en fase de ideación; por lo que Foster asumió la parte del diseñador encargándose de la parte creativa de todo el proyecto.

Robert Sainsbury, visionario y pensador, creía que un negocio necesitaba cuidar a su personal para que tuviera éxito. Además, quería que contuviese espacios sociales como una cantina, servicios con duchas, salas de juegos y que estuvieran compartidos tanto por trabajadores como por personal con cargos de responsabilidad.

Norman Foster afirmaba que los Sainsbury pusieron todo de su parte asistiendo a las visitas y a las posteriores reuniones donde se debatían asuntos sobre el futuro edificio, siendo así una parte fundamental del equipo de trabajo.



FIG. 2. ROBERT Y LISA SAINSBURY EN SU CASA DE LONDRES. FOTOGRAFÍA DE LORD SNOWDON).

-Norman Foster:

“Cuando mi padre decidió ceder su colección a la Universidad de East Anglia y un edificio para albergarla, podría haber elegido a un arquitecto famoso y establecido para construirla. Pero en cambio, fue y miró en silencio el trabajo de varios arquitectos, y finalmente eligió a Norman Foster, que entonces era en gran parte desconocido, sobre la base simple de que encontraba sus edificios emocionantes y hermosos. Esto era típico de la forma en que mis padres construyeron su colección. No estaban interesados en lo que pensaban otras personas y los críticos, y compraron solo el trabajo de artistas que encontraban hermosos y emocionantes. (...) También era muy típico de mis padres que, después de haber elegido a Norman, trabajaran muy de cerca con él en el informe del edificio. (...) Al mismo tiempo, le dieron a Norman el espacio artístico para desarrollar sus ideas y crear un edificio que, tecnológica y estéticamente, jugó un papel clave en la apertura de una nueva frontera en la arquitectura británica. También era un edificio que a mis padres y a mí nos encantaba desde el primer día, y mi padre siempre decía que era el mejor objeto de su colección.” (David Sainsbury)



FIG. 3. NORMAN FOSTER.

Norman Foster nació en Manchester en 1935 y fue hijo único de una familia humilde. Debido a las dificultades económicas familiares solamente tuvo la educación básica, sin poder afrontar el coste de una carrera universitaria. Sin embargo, gracias a su excepcional talento, pronto llegaría a lo más alto del panorama arquitectónico mundial.

Al acabar la etapa escolar y con solo 16 años comienza a trabajar en el ayuntamiento como bedel. Esto le permite darse cuenta de lo mucho que le gusta la arquitectura, pues el Manchester Town Hall es un emblemático edificio victoriano del siglo XIX.

Al mismo tiempo, tuvo una pronta inmersión en el mundo de la lectura sobre arquitectura gracias a la biblioteca de su barrio, lo que hizo que desarrollara una excelente capacidad crítica y cultura arquitectónica.

Tras cumplir 2 años de servicio militar en la marina, con solo 20 años deja su antiguo empleo para disgusto de sus padres, que opinan que un cargo público en el ayuntamiento ya era un salto en la escala social, pues su madre era ama de casa y su padre empleado de una tienda.

Tras pedir consejo en una oficina de orientación, entró de ayudante de contabilidad en un despacho de arquitectura, donde aplicaría los conocimientos administrativos obtenidos en su anterior empleo.

Sin embargo, Foster estaba interesado solamente en los dibujos y la arquitectura, por eso cogía prestados los planos y se los llevaba a casa para copiarlos por la noche y así crear un portafolio. Tras un año habló con su jefe para decirle que quería ir a la universidad, pero este le contestó que necesitaba experiencia; fue entonces cuando Norman le enseñó todos sus dibujos y le explicó lo que había estado haciendo durante el año anterior. Debido a su innegable talento pasó a trabajar en el departamento de diseño y proyectos, lo que le permitió entrar a la Universidad de Manchester.

Durante su época universitaria, Foster trabajaba en empleos pesados pero que le permitieran ganar mucho dinero en poco tiempo para pagarse sus estudios. Su habilidad para dibujar también le permitió obtener beneficios económicos mediante cursos de dibujo.

Todo el dinero que conseguía ahorrar lo utilizaba para viajar y ver arquitectura por toda Europa. En estos viajes el futuro arquitecto realiza dibujos de obras de Le Corbusier y de Alvar Aalto, cuya arquitectura tendría una gran influencia en las obras de Foster.

Tras licenciarse en Arquitectura y Urbanismo en Manchester en 1961 decide irse a la Universidad de Yale, en Estados Unidos, premiado con la beca Henry Fellowship que le permitió hacer un Máster de Arquitectura.

En esta época Foster trabajaba incansablemente, pues el nivel de exigencia era mucho mayor. Fue en esta etapa cuando conoció a Richard Rogers, un joven con un origen muy distinto al de Foster, pero se compenetraban muy bien. Rogers había estudiado en la Architectural Association, una escuela mucho más teórica y con una visión más intelectual de la arquitectura, mientras que Foster dominaba la parte más gráfica y gracias a sus dibujos conseguía plasmar algunas de las ideas sofisticadas de Rogers. Pronto formarían un equipo junto con sus esposas, que se convertiría en el Team 4.

En Chicago Foster descubre a los maestros Frank Lloyd Wright y Mies van der Rohe y queda maravillado por sus edificios, que sin duda influirán en sus futuras obras.

En 1963 Foster regresa a Inglaterra y forma, junto con su pareja Wendy Cheeseman, Richard Rogers y Georgie Wolton el Team 4. Pero pronto Georgie abandona el equipo y en su lugar entra Su Rogers, cuyo padre les encargaría su primer proyecto.

En 1964 Norman y Wendy se casan y tienen dos hijos.

A pesar de realizar proyectos como el Creek Vean o la fábrica Reliance Control, no había suficientes encargos, por lo que decidieron cerrar su estudio en junio de 1967.

Ese mismo año, Norman y Wendy fundan Foster Associates, siendo ellos dos los únicos integrantes del equipo. Durante este período la empresa creció y realizaron proyectos, normalmente relacionados con lugares de trabajo, para empresas como Willis Faber, Fred Olsen o IBM. En los años setenta realizan también encargos como el Sainsbury Center for Visual Arts o el Hammersmith. Trabajaron también con Buckminster Fuller desde 1968 hasta 1983 en distintos proyectos, y este se convertiría en uno de los maestros de Foster.



FIG. 4. TEAM 4

El Sainsbury Centre for Visual Arts fue un proyecto realmente importante en la trayectoria del estudio, y sigue siendo uno de los edificios más emblemáticos de Foster, y uno de los que lo situó entre los mejores arquitectos británicos de la época, que gracias a su carácter innovador pronto pasaría a tener un reconocimiento global, con proyectos a gran escala, lo que hizo que el estudio dejara de estar compuesto por un grupo de personas reducido y con el propio Foster involucrado en cada uno de los aspectos del proyecto. Como consecuencia, tal y como afirma el arquitecto, “El Sainsbury Centre fue el logro de un equipo excepcionalmente talentoso; pero fue también el último proyecto en el cual pude verme como el arquitecto, por así decirlo, con un papel completamente práctico”.

En 1989 muere Wendy Foster debido a un cáncer y Norman sigue al frente de la empresa, a partir de 1990 bajo el nombre de Foster & Partners.

En esta nueva etapa, Foster recibe el encargo del Banco de Hong Kong y Shanghai, lo que significará un punto de inflexión en su carrera profesional. A partir de este momento el estudio crece desmesuradamente y empiezan encargarse proyectos como el Aeropuerto de Stanstead, la Torre de Collserola, el Reichstag de Berlín o el Estadio de Wembley. De este modo, Foster & Partners se coloca en la cumbre del panorama arquitectónico mundial.

Actualmente Foster & Partners tiene oficinas en Londres, Abu Dabi, Bangkok, Pekín, Buenos Aires, Dubai, Hong Kong, Madrid, Nueva York, San Francisco, Shanghái, Shenzhen, Singapur y Sídney y cuenta con más de 1400 empleados. [3] [4] [5]

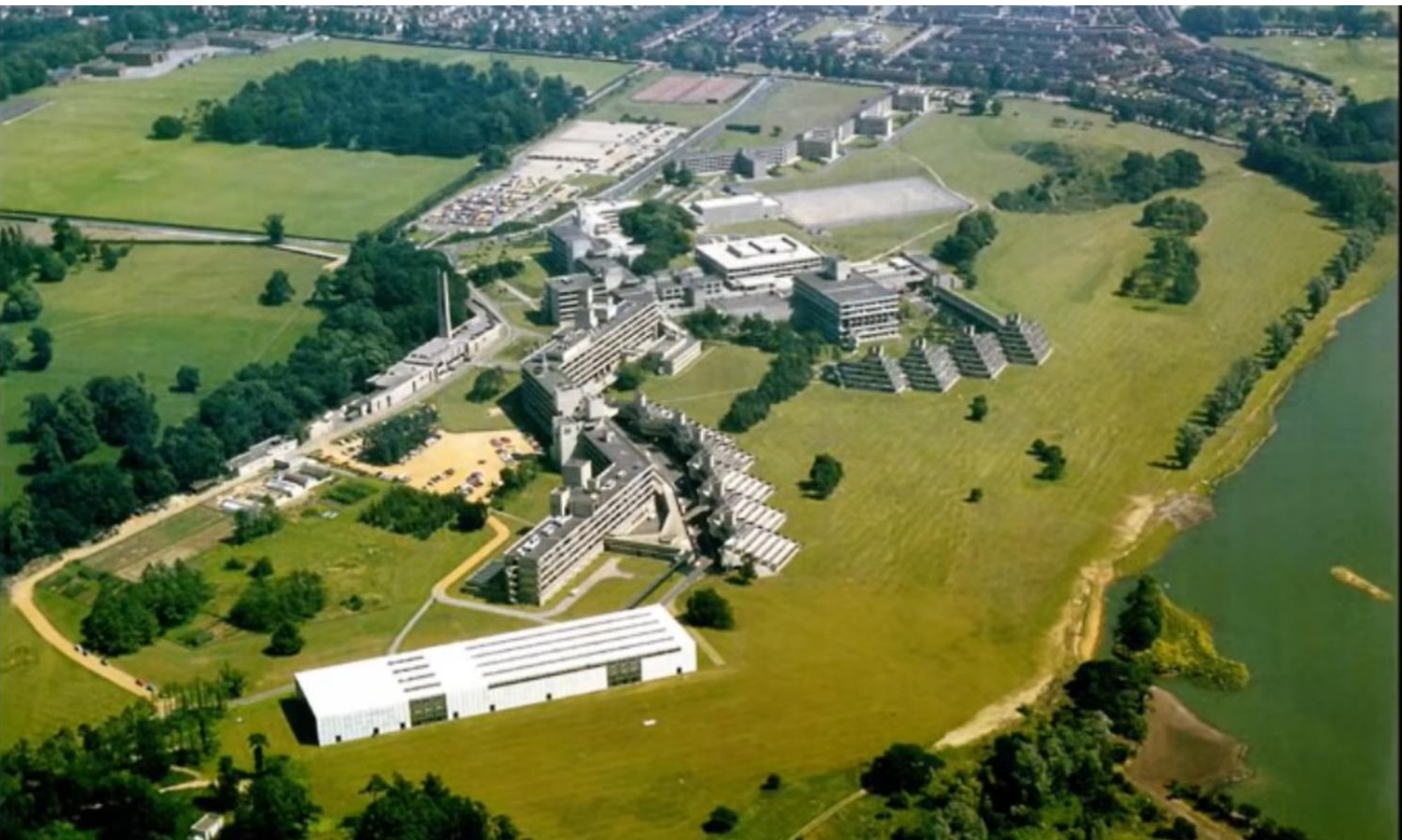


FIG. 5. FOTOGRAFÍA AÉREA DEL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD DE EAST ANGLIA

-Anthony (Tony) Hunt

Tony Hunt fue un ingeniero estructural que redefinió la relación entre arquitectos e ingenieros. Prefirió trabajar junto a los arquitectos en lugar de tomar este rol él mismo, de esta manera, formaba parte de un equipo de diseño desde el principio del proceso. Su habilidad e interés en los aspectos visuales del diseño le permitieron colaborar con grandes arquitectos y desarrollar proyectos morfológicamente peculiares de arquitectura moderna. Este tipo de proyectos pasó a ser conocido como High Tech, y estaba caracterizado por mostrar, de una manera elegante, la estructura del edificio.



FIG. 6. TONY HUNT EN EL TERCER EPISODIO DE LA SERIE 'INSIDE THE ARCHIVE'

Tony Hunt nació en 1932 en la ciudad de Londres. Desde muy joven mostró interés en hacer cosas con un nivel alto de complejidad técnica, como por ejemplo las maquetas de aviones.

Al acabar su etapa escolar en 1948 comenzó a trabajar como técnico en un laboratorio de la universidad, Durante este período estudiaba ingeniería en el horario nocturno y se graduó en 1956.

Consiguió su primer trabajo como aprendiz en una consultoría de ingeniería en Londres, pero resultó ser muy monótono y poco exigente para su gusto.

Fue en "The festival of Britain" donde descubrió su pasión por la arquitectura moderna y se planteó dedicarse al excitante mundo de la arquitectura en lugar del oficio de ingeniero que había conocido hasta ese momento.

Decidió pedirle trabajo a Felix Samuely tras quedar impresionado por algunas de sus obras. Consiguió el empleo y trabajó en la firma durante los siguientes 8 años, en los cuales tuvo una formación que le permitiría obtener la destreza suficiente para realizar los trabajos sumamente elegantes y complejos que le encargarían más adelante algunos de los mejores arquitectos del mundo.

En 1959, toma la decisión de dejar el estudio para romper con el trabajo rutinario y buscar un trabajo más excitante. Tras cambiar de empleo un par de veces, en 1962 funda Anthony Hunt Associates, aunque al principio solo cuenta con un empleado y trabajan desde casa de Hunt. Pero con el boom de la construcción de los años 60 y los contactos que había hecho Hunt, no faltó trabajo. AHA pronto se convirtió en una empresa con más de 30 empleados.

A pesar de la cantidad de proyectos que realizaban, Hunt no estaba contento con la exigencia que requerían, él buscaba algo que supusiera un reto tecnológico e intelectual acorde con los conocimientos que había adquirido. Además, su interés por el diseño arquitectónico lo hacía el candidato perfecto para trabajar con arquitectos que quisieran hacer un nuevo tipo de arquitectura, con la estructura expuesta.

La oportunidad llegó de forma inesperada. El crecimiento del estudio obligó a Hunt a cambiar las oficinas de su propia casa a un edificio de tres pisos en 1963, que al principio era demasiado grande, por lo que alquiló una parte al arquitecto Neave Brown, al que había conocido en su etapa con Samuely. Según cuenta Tony Hunt, fue en una cena en casa de Brown donde conoció a Richard y a Su Rogers, lo que desencadenó en una relación profesional con el Team 4. Esta relación con Norman Foster y Richard Rogers originó el nacimiento del British High Tech y le proporcionó a Hunt el tipo de retos que estaba buscando.

Fue el edificio Reliance Control en 1966, último edificio del Team 4, el que abrió las puertas a algo nuevo y emocionante. La elegancia, la estructura expuesta, las líneas limpias y los detalles definían un nuevo vocabulario para la arquitectura industrial británica.

La década de 1970 fue muy importante no solo para Hunt, sino también para la arquitectura, porque fue entonces cuando el High Tech empezó a consolidarse en Gran Bretaña. La mayoría de los edificios estuvieron a cargo de Hunt, entre ellos en Willis Faber and Dumas o el Sainsbury Center for Visual Arts, ambos de Norman Foster.

Además, la ingeniería estructural de todos los proyectos de Foster era llevada a cabo por Anthony Hunt, quien describía las reuniones como el principal vehículo para la realización del diseño de la siguiente manera: "...un proceso en el que todos dibujan y garabatean, hacen sugerencias, otros las desarrollan, muchas veces llegas a un punto donde ya no puedes pensar, así que te escapas a pensar. Poco a poco el diseño evoluciona."



FIG. 7. ANTHONY HUNT JUNTO A FOSTER, FULLER, MICHAEL HOPKINS, JOHN WALKER Y JAMES MELLER.

El papel principal de Hunt era el de asegurar que las estructuras fueran apropiadas y satisficieran los requerimientos tanto técnicos como visuales. Los edificios que Foster diseñó en los 70 se pueden clasificar en 3 categorías: edificios con una sola envolvente, edificios con un único volumen y oficinas de varios pisos, y en todos ellos participó Tony Hunt.

El Sainsbury Center for Visual Arts pertenece a la categoría de edificios de un solo volumen y fue uno de los edificios más importantes de la arquitectura británica de la segunda mitad del siglo XX.

La tarea de Hunt en este edificio era la de producir una estructura ligera y eficiente en apariencia, de igual profundidad en cubierta y en soportes, y que soportara la delicada membrana del edificio con aparente facilidad. El problema principal era que se requería una estructura muy rígida y resistente a pesar de las cargas relativamente ligeras. [6] [7]

4. EL EDIFICIO

El Sainsbury Center for Visual Arts surge cuando, en noviembre de 1973, Robert y Lisa Sainsbury deciden donar su colección de arte a la Universidad de East Anglia. El campus está situado al oeste de Norwich, en Inglaterra, próximo al río Yare.

El punto de partida, tal y como dijo Norman Foster, fue el 1 de enero de 1974, cuando tuvo lugar la primera reunión entre el arquitecto y los Sainsbury en su casa en Smith Square. Foster salió de ese primer encuentro con 3 impresiones. La primera acerca de su casa, modesta pero repleta de obras de arte, en gran parte de artistas desconocidos en aquel momento. La segunda fue el contraste entre la elegancia de los magnates y la naturaleza radical de muchas de esas obras. Y, por último, la extensión de aquella conversación, en la cual el joven arquitecto empezó a descubrir la manera que tenían los Sainsbury de ver las cosas.

Ambas partes compartían la creencia de que el estudio de obras de arte debería suponer una experiencia estética agradable, por ello una de las ideas principales era que el edificio debía alentar a la gente a visitar la colección de arte. Además, debía suponer un espacio de reunión social, con zonas dedicadas a la docencia, y esto supuso un trabajo de diseño sin precedente hasta la fecha.

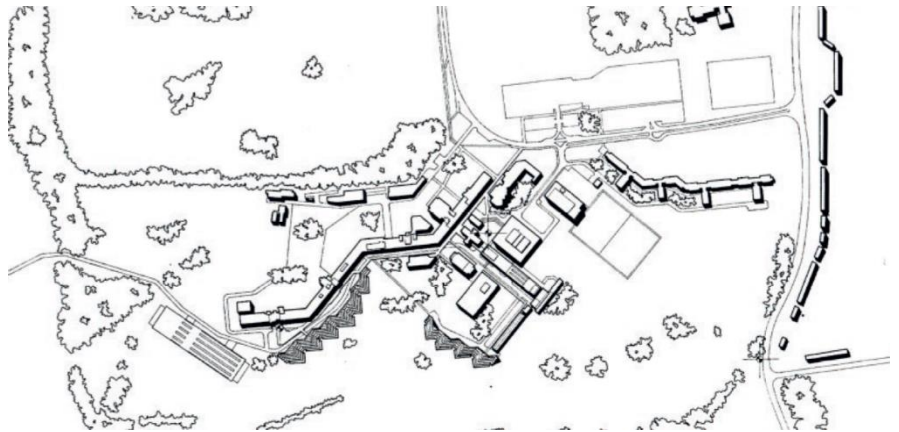


FIG. 8. LOCALIZACIÓN DEL SAINSBURY CENTER EN EL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD DE EAST ANGLIA (UEA).

Un gran dilema surgió a la hora de decidir el emplazamiento del edificio en el campus Sir Denys Lasdun. Tras estudiar varias posibles ubicaciones, Foster eligió una algo más apartada del campus, al lado de los edificios de ciencias en vez de situarse junto a los departamentos de artes como le habían mostrado inicialmente, esto evitaba la división del campus por zonas académicas distintas y lo unificaba al mismo tiempo. Tras la aprobación de Denys Lasdun, Foster decidió colocar el edificio con su eje principal formando 45° con respecto a la geometría del campus, de esta manera las dos fachadas principales acristaladas estarían orientadas hacia el lago y el bosque.

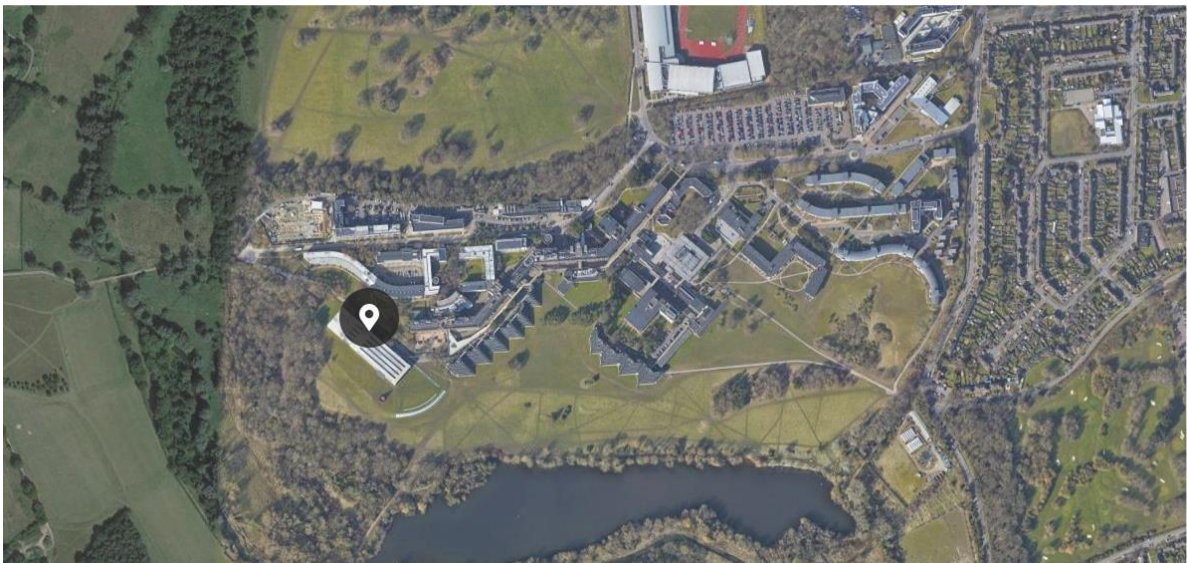


FIG. 9. FOTOGRAFÍA AEREA DEL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD DE EAST ANGLIA

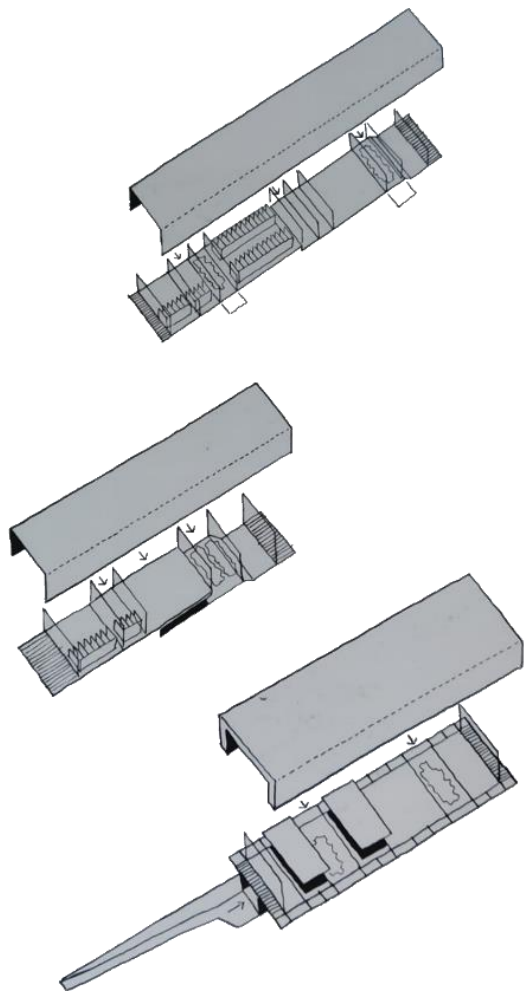


FIG. 11. EVOLUCIÓN DEL VOLUMEN DEL EDIFICIO

creó un ala subterránea de la que emerge una pequeña parte formando una media luna acristalada, adoptando el nombre de "The Crescent Wing" o El Ala Creciente. [8] [9]

El propio programa parecía dirigir el proyecto hacia la creación de 3 edificios independientes, aunque con una conexión evidente, separando la colección de arte, la escuela de historia del arte y un restaurante con una sala pública común. Pero finalmente Foster decidió que lo que unía a estos 3 elementos era tan fuerte que debían agruparse todos en un único edificio multifuncional. Se estableció una secuencia ordenada de áreas públicas, semi-públicas, semi-privadas y privadas en un único espacio. El espacio contenido dentro de la membrana formada por la doble piel se divide en tres niveles principales. En el nivel más bajo se albergan servicios generales, vestíbulos, aseos, áreas de cocina, almacenes e incluso un estudio fotográfico. Por encima discurre la zona reservada para la transmisión de tuberías, conductos y cables. La parte superior la ocupan las instalaciones de calefacción, ventilación, agua y electricidad.

Unifica de esta manera bajo un mismo techo la enseñanza y los objetos de arte, como ha hecho tantas veces con distintos usos o con personal de distinta clase en edificios como el Willis Faber.

El edificio cuenta también con una ampliación en 1988 para albergar salas de conferencias, exhibiciones, restauración y conservación. La solución, en lugar de "alargar" el edificio existente, fue un tanto más radical, se

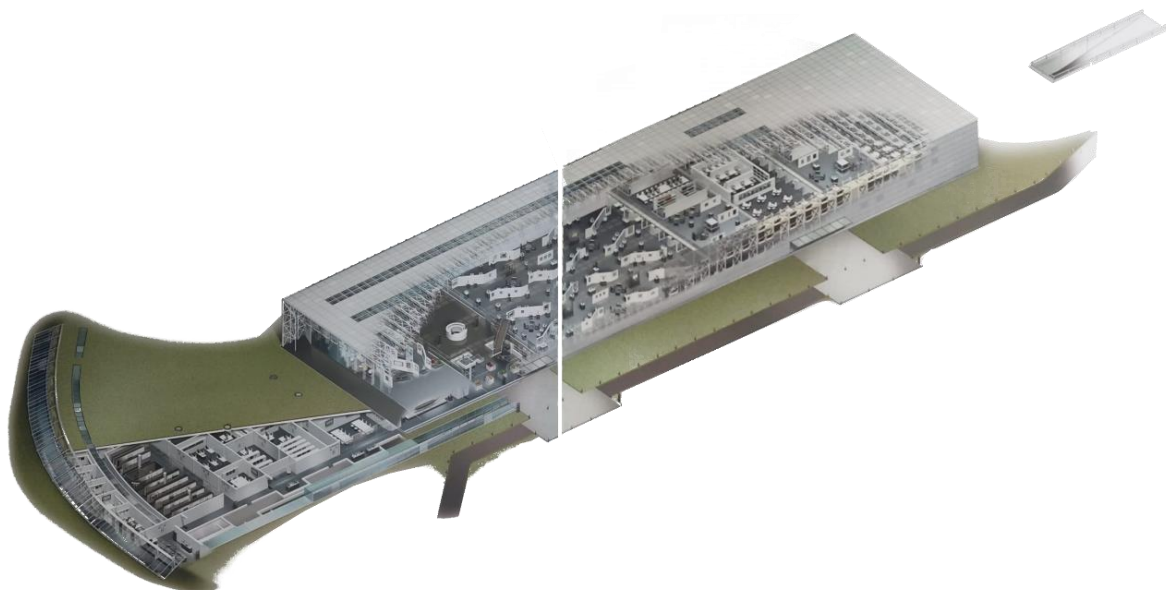


FIG. 10. DIBUJO DEL EDIFICIO SECCIONADO EN 3D CON LA AMPLIACIÓN DE 1988

-“How much does your building weigh, Mr Foster?”

Como cuenta Norman Foster en el documental “How much does your building weigh, Mr Foster?”, durante un trayecto en helicóptero junto a Buckminster Fuller en el que visitaron el Sainsbury Centre, tras ver como cambiaban las sombras al atravesar el edificio, Fuller le preguntó a Foster “¿Cuánto pesa su edificio, señor Foster? En ese momento el “alumno” no supo responderle, pero una semana más tarde volvió con la respuesta, 5618 toneladas.

Y no solo eso, sino que la parte “visible” del edificio, estructura metálica, recubrimientos, equipos de instalaciones, ventanales, etc. solo suponía una quinta parte del peso total del edificio, unas 1100 toneladas. Las otras 4 quintas partes (4507 toneladas) correspondían al peso del sótano de hormigón armado, que, en tamaño, supone únicamente a un 8% del total. La parte superior fue construida con una mayor rapidez y con un coste unitario mucho menor que el del sótano. [10]



FIG. 12. BUCKMINSTER FULLER EN PRIMER PLANO Y UN JOVEN NORMAN FOSTER AL FONDO

-Revestimiento exterior

Uno de los objetivos principales de Norman Foster era que su edificio tuviera una gran flexibilidad, dando la capacidad de reconfigurar a voluntad cada una de las áreas contenidas en el Sainsbury Center. Además, desde los inicios se pensó en los aparatos mecánicos y su vida útil, comparándolo con los de un avión, otra de las pasiones de Foster. Los motores pueden ser reemplazados varias veces, pero el armazón siempre será el mismo.



Fig. 13. DETALLE DE LOS PANELES DESMONTABLES DE LA CUBIERTA.

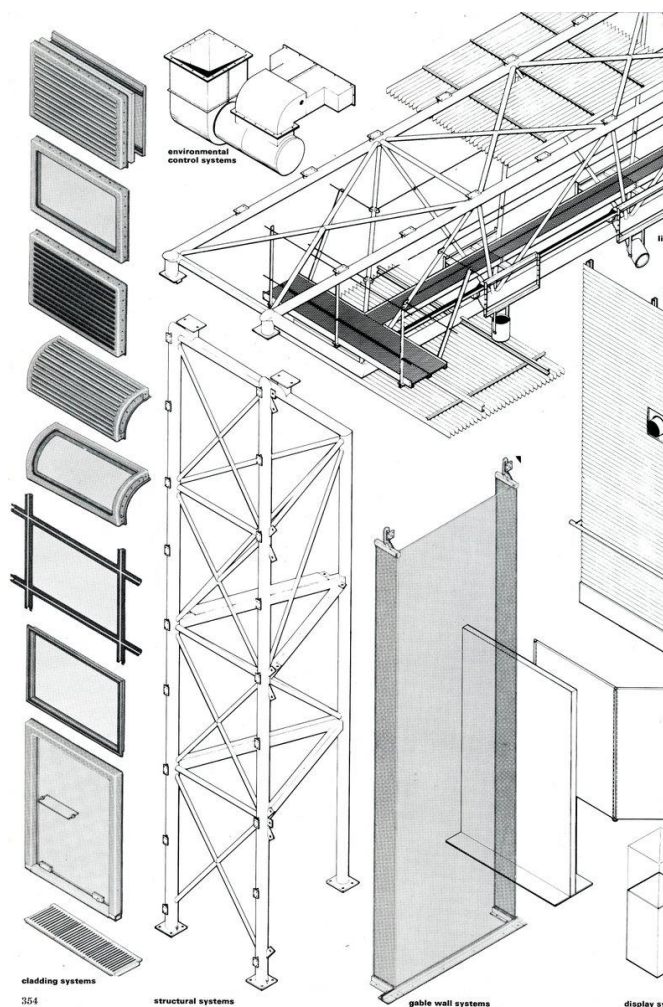


Fig. 14. ESQUEMA QUE MUESTRA LOS DISTINTOS PANELES, ESTRUCTURA E INSTALACIONES

Esta idea, entre otros aspectos, condicionó la geometría y el tipo de estructura portante, así como los paneles del cerramiento y de cubierta. Existen 3 tipos de paneles, uno acristalado, otro opaco y otro perforado, que además son intercambiables gracias a su sencillo desmontaje. Este tipo de recubrimiento permite filtrar la luz hasta el interior del edificio.

El tipo de cerramiento se fue desarrollando al mismo tiempo que avanzaba el proceso de definición de la estructura. Se decidió utilizar paneles intercambiables que además fueran aptos tanto para cubierta como para los cerramientos verticales, lo que suponía también un ahorro económico. Estos paneles debían ser suficientemente rígidos, pero lo bastante ligeros para poder transportarlos una sola persona, lo que limitaba también su tamaño.

Atendiendo a estas exigencias, al hecho de que el cambio de estructura se produjera una vez iniciado el proceso de fabricación de los paneles y al hecho de que no existiría una subestructura portante para soportar los paneles, estos acabaron teniendo unas dimensiones de 1,8 x 1,2 metros, siguiendo la modulación de la estructura que se detallará en el siguiente apartado. Los paneles están recubiertos por una capa de aluminio anodizado reflectante y rellenos de espuma fenólica altamente aislante de 10cm.

Los paneles apoyan siempre sus 4 esquinas en los cordones superiores de las celosías, y encajan en una junta de neopreno que sella el cerramiento y a la vez sirve de canal para evacuar el agua de lluvia.

Existen 5 tipos de paneles, planos y curvos, estos últimos se crearon para solventar la unión entre cerramiento vertical y cubierta. Los paneles planos se dividen en 3 tipos: sólidos (opacos), vidriados y parrilla. Y los curvos simplemente en 2 tipos: sólidos y vidriados. Todos los paneles, dentro de su misma categoría son fácilmente intercambiables entre sí, desmontando simplemente 6 pernos por cada panel.



FIG. 16. PANEL DE CUBIERTA COLOCADO.



FIG. 15. PANEL DE CUBIERTA DESMONTADO PARA MANTENIMIENTO

El mantenimiento resulta realmente fácil, pues en cada uno de los pórticos se colocó una pasarela que permite acceder a cubierta sin molestar a las zonas de actividad.

Foster ha comparado en muchas ocasiones este edificio con una aeronave, otra de sus pasiones, diciendo que el fuselaje está diseñado para tener una larga vida, sin embargo, partes como los motores serán reemplazados cuando se deterioren. Por ello diseñó tanto los paneles como otros elementos fácilmente sustituibles de manera que se pudieran reemplazar sin mucho esfuerzo. Al tiempo de inaugurar el edificio se cambiaron los paneles debido a distintos problemas, lo que corroboró la gran visión a largo plazo de Foster. [11]

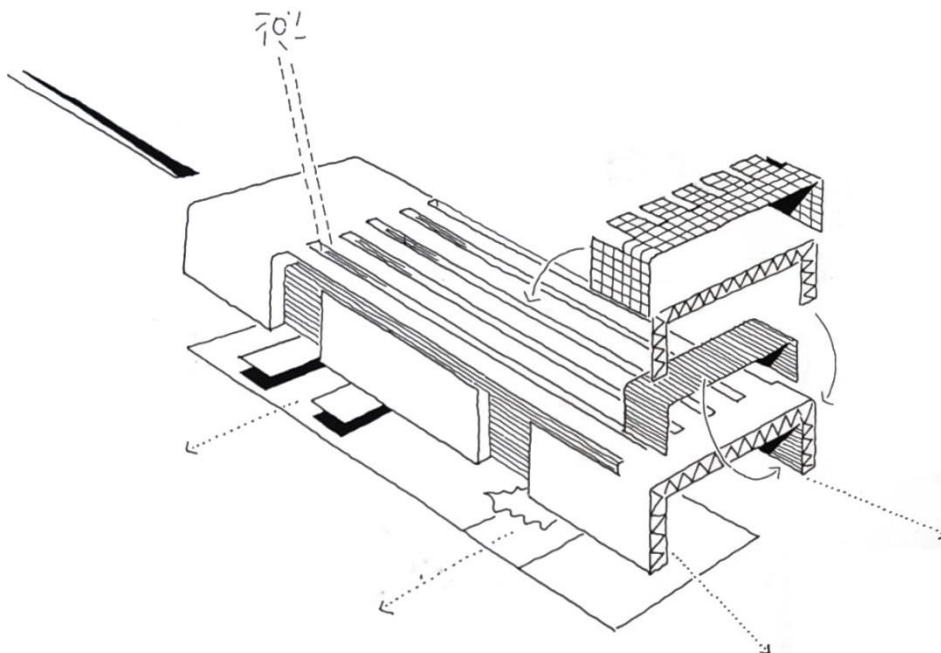


FIG. 17. DIAGRAMA EXPLICATIVO DEL ESQUEMA FUNCIONAL DEL EDIFICIO

-Estructura

El proyecto, así como la estructura, pasó por muchas fases hasta llegar a su forma definitiva; uno de los mayores dilemas fue cómo resolver la subdivisión de espacios en su interior, además de dónde ubicar todas las instalaciones y servicios.

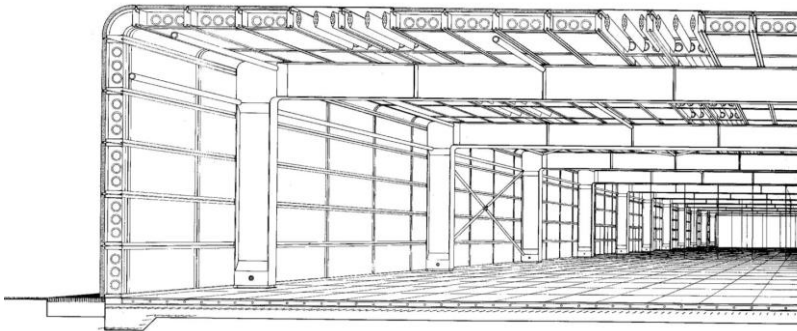


FIG. 18. DIBUJO DEL TIPO DE ESTRUCTURA Y SISTEMA DE INSTALACIONES PROYECTADO INICIALMENTE

En las primeras versiones, el edificio estaba recubierto por una sola "piel" soportada por marcos estructurales sólidos de 300 mm de grosor que soportaban un subsistema de secciones de aluminio prensado y unos paneles aislantes de 75 mm de espesor. Todo atornillado entre sí, formando una matriz que contenía el sistema de instalaciones.

Se investigaron varias posibilidades, algunas con la estructura en la parte exterior de la piel y otras con la estructura en la parte interior, en todas ellas expuesta y jugando un papel visualmente importante.

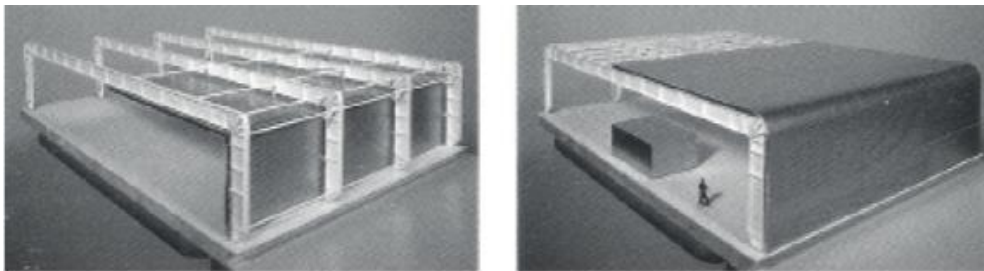


FIG. 19. MAQUETAS QUE MUESTRAN LA COMPARATIVA ENTRE LA ESTRUCTURA EXTERIOR E INTERIOR

A Foster no le convencía esta solución, ya que no permitía "esconder" la parte técnica del edificio y además las grandes secciones en 'I' ofrecían un carácter demasiado industrial para un edificio dedicado a las artes. El equipo debatió muchas posibles soluciones que resolvieran dicho problema, pero el momento crucial ocurrió casi a medianoche un día de septiembre de 1975 cuando Foster dijo: "Necesitamos repensarlo, debe ser una estructura de doble piel".

Por este motivo se decidió cambiar al tipo de estructura triangulada con doble piel ofreciendo una apariencia mucho más ligera. Esta decisión resultó ser una de las más cruciales del proyecto, pues ofreció la posibilidad de crear una doble membrana que permitiría alojar todas las instalaciones en el perímetro de la sección transversal del edificio, dejando un espacio diáfano en su interior. Además de la creación de un sótano para albergar la maquinaria. La solución escogida fue una estructura de celosía tridimensional, cuyos 2,4 metros de canto dotaba de espacio suficiente para instalaciones, servicios, pasarelas, etc. Esta estrategia dio la posibilidad de crear el "cobertizo" formalmente puro que Foster había imaginado desde el inicio.

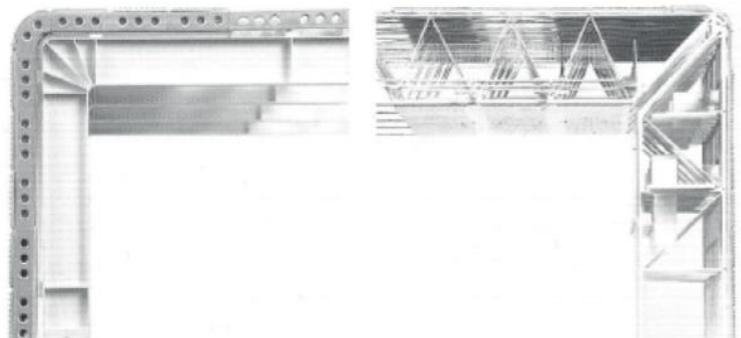


FIG. 20. COMPARATIVA ENTRE LA ESTRUCTURA INICIAL Y LA DEFINITIVA

Este mecanismo permitía tener una cubierta despejada y libre de maquinaria, filtrando la luz hasta el interior y creando así un espacio más agradable. Otra solución de organización espacial fue la de colocar las áreas de enseñanza y biblioteca en el interior, pero con una estructura independiente, lo que solucionó numerosos problemas. Este nuevo volumen se mantuvo con una altura relativamente baja para no romper la uniformidad espacial del edificio que lo contiene.

La estructura está formada por pórticos tridimensionales arriostrados entre sí que crean un efecto de doble piel dejando un espacio interior de 2,4 metros que contiene instalaciones, conductos, servicios y otros espacios auxiliares como pequeñas pasarelas en el interior de la estructura de cubierta para el mantenimiento de los sistemas de iluminación y control solar, que de otra manera romperían con la pureza espacial que caracteriza el interior del Sainsbury Center.

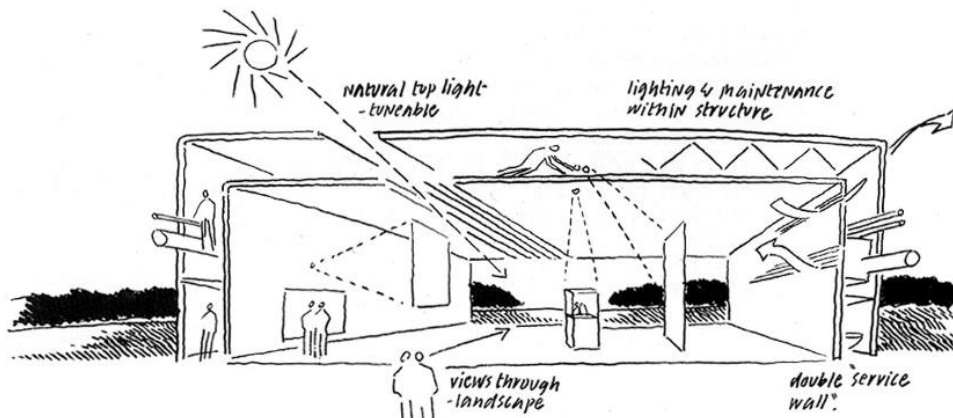


FIG. 21. BOCETO QUE MUESTRA LA IDEA DE LAS INSTALACIONES EN EL INTERIOR DE LA DOBLE PIEL

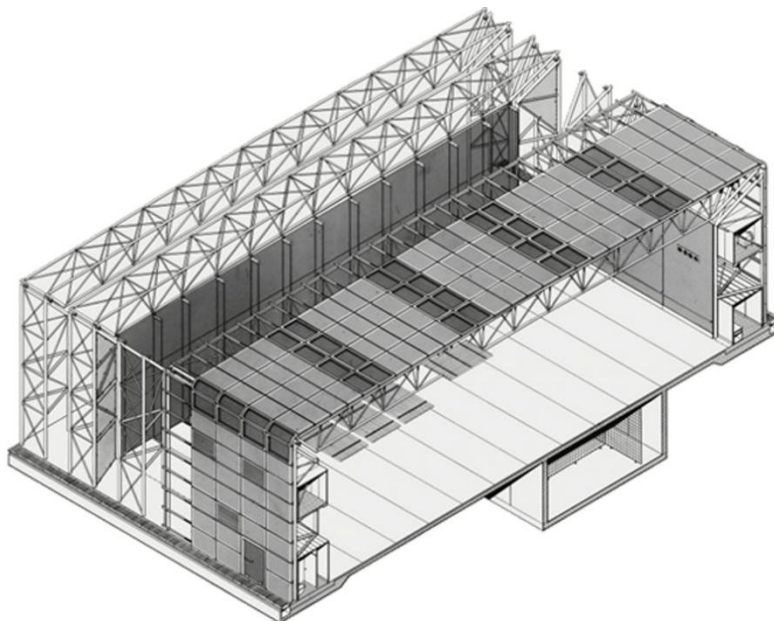


FIG. 22. ESQUEMA TÉCNICO DE LA ESTRUCTURA Y LOS PANELES DE REVESTIMIENTO

Tony Hunt desarrolló dicho concepto hasta alcanzar la estructura que finalmente se construiría. Consiste en un sistema triangular de celosía vertical o "pilares" unidos entre sí por otra celosía triangular o "viga" que abarca los 35 metros de anchura del edificio. Las celosías o pórticos tridimensionales tienen un grosor (dirección perpendicular al pórtico) de 1,8 m, y están separados entre sí 3,6 m, lo que deja un espacio entre pórticos de 1,8 m, modulando de esta manera los paneles de recubrimiento exterior.

Las celosías están construidas con acero soldado en taller y transportadas, de una pieza los “pilares” y en 2 piezas las “vigas” por sus dimensiones. Los elementos verticales y los horizontales están unidos entre sí mediante una junta de pasador en un lateral y una junta deslizante en el otro, solución que evita la necesidad de reforzar la estructura en la unión.

Tony Hunt siempre recalcó la insistencia de Foster en que la junta entre el cerramiento vertical y los paneles horizontales de cubierta debía ser curva, por ello la unión entre “viga” y “pilar” no se produce en el vértice superior de la estructura triangulada del soporte, sino desplazada ligeramente en la diagonal de este; lo que supuso un cálculo preciso y detallado de la unión para compensar la excentricidad de la carga estructural.



FIG. 23. DETALLE DE LA UNIÓN ENTRE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DONDE SE VE EL PANEL CURVO DE REVESTIMIENTO EXTERIOR

Debido a las enormes dimensiones del edificio, se dispusieron 2 juntas de dilatación que dividen la estructura en 3 bloques independientes. Para rigidizar aún más la estructura, los dos pórticos extremos de cada uno de los bloques están arriostrados mediante cruces de San Andrés, es decir, hay 6 pares de pórticos arriostrados entre sí, uno a cada extremo del edificio y 2 junto a cada una de las 2 juntas de dilatación. Además, en el encuentro de la celosía horizontal y los soportes de estos pórticos, se duplica la unión, produciéndose también entre la parte inferior de la “viga” y la parte interior del soporte, creando de esta manera una unión viga-pilar rígida. Existen también vigas contraviento a lo largo del edificio para garantizar su estabilidad horizontal. Estas consisten en unir los extremos de los cordones superiores de las cerchas tridimensionales mediante una triangulación.



FIG. 25. DETALLE DE LA UNIÓN RÍGIDA DE UN PÓRTICO EXTREMO (2 APOYOS SUPERIORES Y 1 APOYO INFERIOR)

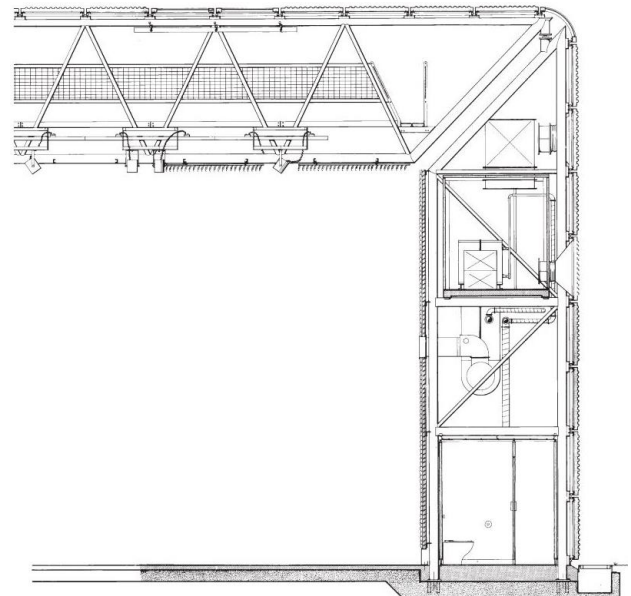


FIG. 24. ESQUEMA DONDE SE MUESTRA LA UNIÓN VIGA-PILAR ARTICULADA DE UN PÓRTICO TIPO (2 APOYOS SUPERIORES Y SIN APOYO INFERIOR)

Para evitar la flecha apreciable en estructuras de gran luz y además dotar a la cubierta de una cierta inclinación para la evacuación del agua, las celosías de cubierta tienen una ligera curvatura, habiendo una diferencia de 150 mm entre el centro del vano y el extremo.



FIG. 26. FOTOGRAFÍA TOMADA DURANTE SU CONSTRUCCIÓN DONDE SE APRECIA LA LIGERA CURVATURA DE LA CELOSÍA TRIDIMENSIONAL DE CUBIERTA



FIG. 27. ARRIOSTRAMIENTO EN PÓRTICOS EXTREMOS MEDIANTE CRUCES DE SAN ANDRÉS

Anthony Hunt afirmaba que no era la estructura óptima para soportar las cargas existentes, pero admitió que fue una gran solución teniendo en cuenta la visión arquitectónica y funcional que tendría la estructura.

El problema principal era que se precisaba una estructura muy rígida para satisfacer los requisitos del revestimiento, a pesar de que las cargas que lo solicitaban eran pequeñas. Una estructura secundaria no habría proporcionado la suficiente rigidez, por lo que los marcos estructurales fueron apilados uno junto a otro y conectados mediante los paneles de revestimiento. La distribución de marcos estructurales tan próximos derivó en una estructura mucho más pesada de lo que hubiera sido necesaria.

Muchas soluciones habrían mejorado el comportamiento de la estructura o disminuido los esfuerzos internos, pero los requisitos arquitectónicos y funcionales limitaban al equipo de Tony Hunt en su intento de llegar a la estructura óptima. El reto era crear una estructura elegante a pesar de las limitaciones. Tras mucho trabajo, diálogo y creatividad, se puede decir que se consiguió el objetivo. [12]



FIG. 28. FOTOGRAFÍA DEL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DONDE SE APRECIA LA SEPARACIÓN ENTRE PÓRTICOS Y EL ANCHO DE ESTOS

-Planos:

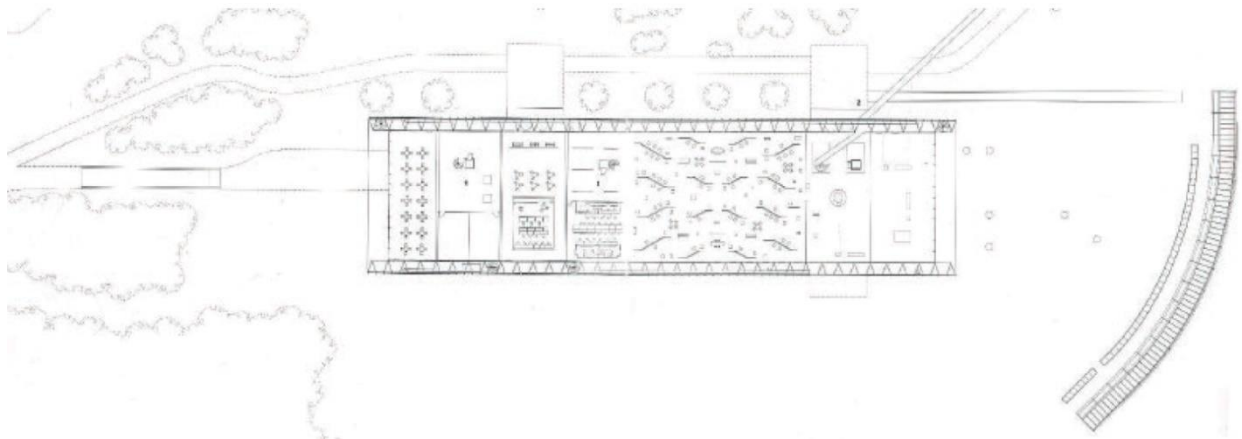


FIG. 30. PLANTA PRINCIPAL

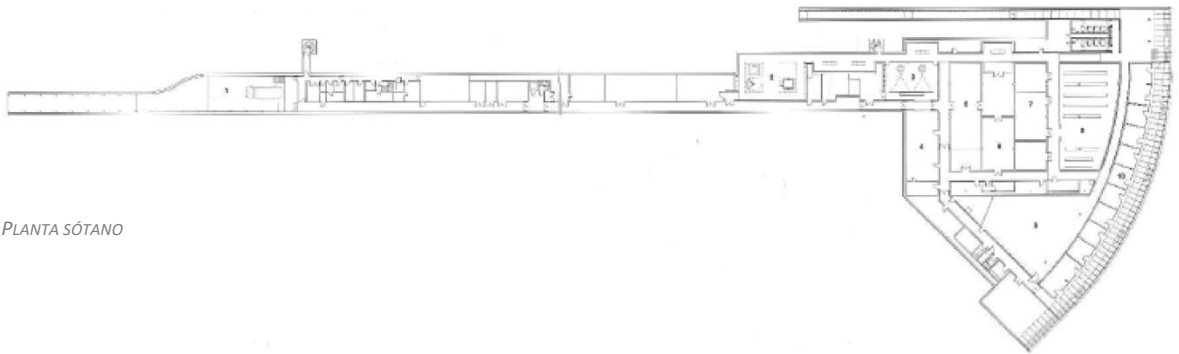


FIG. 29. PLANTA SÓTANO

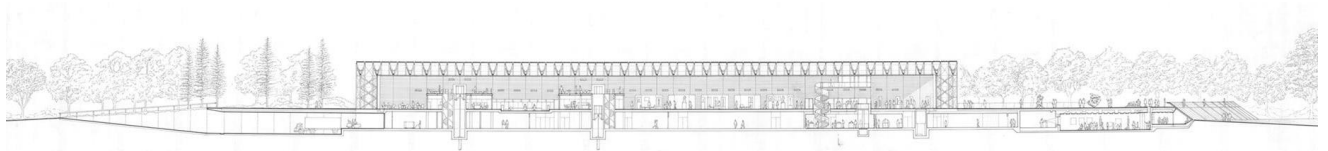


FIG. 32. SECCIÓN LONGITUDINAL

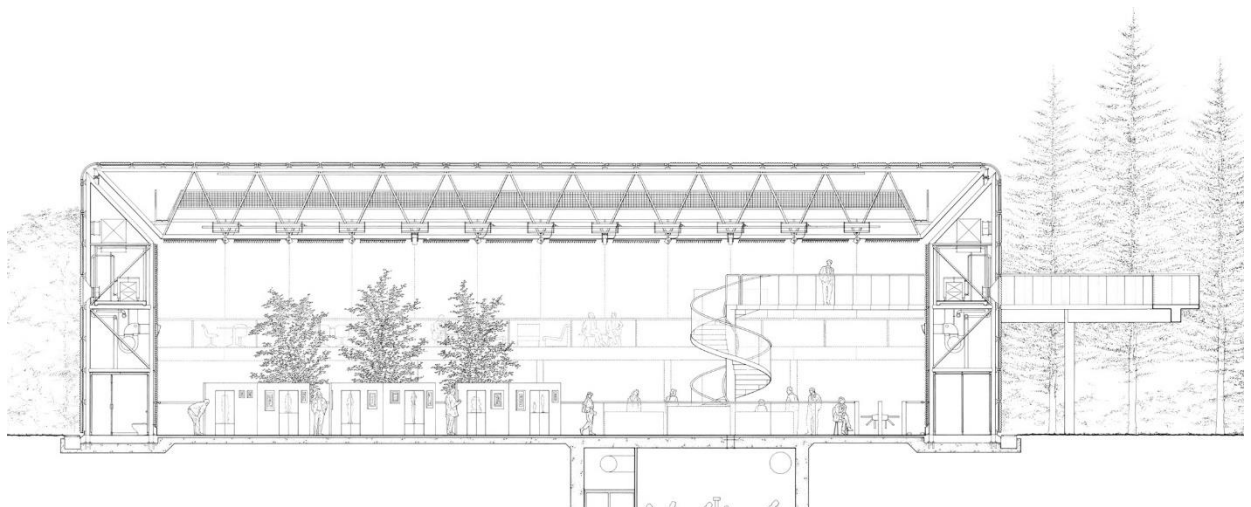


FIG. 31. SECCIÓN TRANSVERSAL

-Construcción

La obra tuvo su inicio en enero de 1976 y finalizó en 1978. En primer lugar, se realizó el sótano de hormigón armado, que supone una caja hermética y totalmente enterrada. Esta parte del edificio fue realizada in situ, por tratarse de trabajos húmedos, sin embargo, el resto de la construcción era prefabricada, lo que generaba una mayor garantía de calidad, y en obra simplemente se procedía a su montaje.



FIG. 33. NORMAN FOSTER JUNTO AL MATRIMONIO SAINSBURY DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO

Cada una de las piezas que componían la estructura metálica fue realizada por la empresa Tubewankers, que ya había trabajado anteriormente con Foster y su equipo en el Willis Faber. Se trataba de una empresa pequeña, lo que supuso un trabajo muy delicado y preciso a la vez de un coste bastante reducido.



FIG. 34. FOTOGRAFÍA TOMADA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL SAINSBURY CENTRE

Las cerchas que constituían los soportes eran trasladadas de una sola pieza, ya listas para su colocación, sin embargo, las cerchas de cubierta, debido a sus grandes dimensiones, eran transportadas en 2 piezas y unidas en obra mediante soldadura en su punto medio. Las piezas eran fabricadas a 230km de distancia, lo que evitaba grandes costes económicos y medioambientales debidos al transporte, fomentando la construcción local o km 0. [13]

En las fachadas principales o extremos del “tubo”, el cerramiento se compone de grandes ventanales de vidrio recocido de 15mm, con una altura de 7,5m y 2,4m de anchura. Estos paneles están colgados del cordón inferior de la cercha del segundo pódico y apoyados con canales de acero anclados en la losa del suelo.



FIG. 35. FOTOGRAFÍA TOMADA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL SAINSBURY CENTRE

Una vez montada la estructura principal, que supone gran parte del edificio que está por encima de la cota 0, se procedió a construir las subestructuras independientes que posteriormente albergarían aulas y oficinas. Finalmente se colocaron tanto los paneles de revestimiento interior como los del exterior, así como las instalaciones entre ambas capas.



FIG. 36. IMÁGENES TOMADAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL SAINSBURY CENTRE



FIG. 38 COLOCACIÓN DE LOS PANELES DE REVESTIMIENTO EXTERIOR



FIG. 37. COLOCACIÓN DE LOS ENCOFRADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL SÓTANO DE HORMIGÓN ARMADO



FIG. 40. ESTRUCTURA DE CUBIERTA Y ESTRUCTURA SECUNDARIA INTERIOR



FIG. 39. ESQUELETO DEL EDIFICIO DONDE SE APRECIA TAMBIÉN LA VIGA CONTRAVIENTO

5. ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1. Evaluación de acciones

Todos los datos de este apartado se toman del Trabajo Final de Grado de Esther Saliente Soler "Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts", realizado el curso 2015/2016 y tutorizado por Luisa Basset Salom (apartado 5, "Evaluación de cargas"). Así pues, todos los textos sacados de dicho trabajo tendrán este color y estarán en cursiva.

La evaluación de cargas se realizará a partir de las dimensiones del modelo informático realizado por Esther Saliente, que no son exactamente las mismas que las del modelo original.

Todos los valores adoptados para la determinación de cargas en la evaluación de acciones permanentes se han obtenido del Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural y Acciones en la edificación y de catálogos de marcas comerciales.

5.1.1. Acciones permanentes. Peso propio, cerramientos e instalaciones.

El peso propio de la estructura sería una acción permanente pero no se incluye en la siguiente estimación porque lo aplica directamente el programa informático en función de las dimensiones y las características que se insertan durante la asignación de sección.

Acciones permanentes a tener en cuenta:

FORJADOS	CARGA (KN/m ²)	ÁREA (m ²)
FORJADO_PANELES SANDWICH OPACOS		3697,92
Interior		
Vigas de celosía metálica	Determinado por el programa	
Paneles sándwich opacos	0,25	
TOTAL	0,25	3697,92
FORJADO_PANELES SANDWICH VIDRIO		874,8
Interior		
Vigas de celosía metálica	Determinado por el programa	
Rejillas regulables interiores de los techos solares	0,38	
Paneles sándwich vidrio 5+5	0,25	
TOTAL	0,68	874,8
TOTAL PONDERADO	0,332262636	4572,72

TABLA 1. EVALUACIÓN DE CARGAS PERMANENTES DE LOS FORJADOS.

Se obtiene un valor total ponderado como media de ambos tipos de paneles en función del área correspondiente de cada uno a modo de aproximación. La diferencia de ambos paneles radica en la capa de rejillas regulables interior que poseen los paneles de vidrio.

El peso de las juntas de neopreno se incluye en el peso propio de los paneles. Por último, se seleccionarán únicamente los paneles de vidrio y se les aplicará una carga permanente de valor 0,38 que representará el peso de las rejillas reguladoras de los techos solares.

En las siguientes figuras se observa la localización de los paneles de vidrio. Las cargas permanentes se aplican sobre los paneles con cargas superficiales.

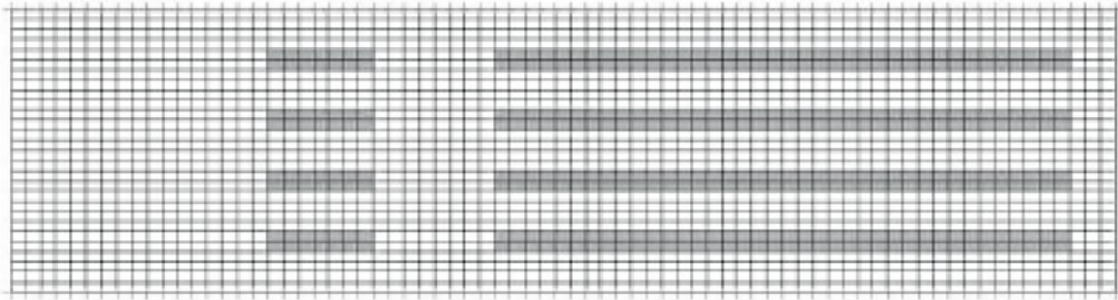


FIG. 41. PLANTA DE CUBIERTA CON DIFERENCIACIÓN ENTRE PANELES DE VIDRIO Y OPACOS

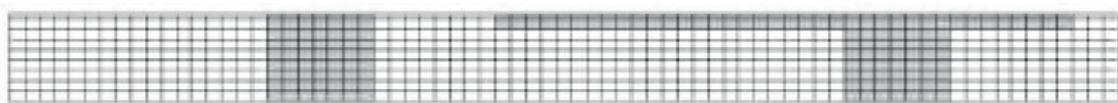


FIG. 43. ALZADO SUROESTE CON DIFERENCIACIÓN ENTRE PANELES DE VIDRIO Y OPACOS



FIG. 42. ALZADO NORESTE CON DIFERENCIACIÓN ENTRE PANELES DE VIDRIO Y OPACOS

El peso de las pasarelas, de las instalaciones y de la segunda capa de rejillas perforadas se aplica sobre los nudos del cordón inferior de la cercha.

La carga permanente sobre el cordón inferior será, por tanto $1,16 + 1,08 + 1,368 = 3,608$. La fuerza puntual que se aplique en cada nudo dependerá de la mayoración de las cargas en función de la combinación usada.

Las instalaciones de carga media ($0,3 \text{ KN/m}^2$) son las situadas en la envolvente. Para las instalaciones que discurren por la membrana de servicio de $2,4\text{m}$ de ancho en el interior de la pared se prevé una carga de instalaciones de $0,15 \text{ KN/m}^2$ para los conductos de ventilación. La carga superficial de $0,15 \text{ KN/m}^2$ se ha dividido en cargas puntuales aplicadas en los nudos de los pilares en las alturas correspondientes.

PASARELAS	CARGA (KN/m ²)	CARGA (KN/m)
Pasarela en dirección transversal		
Pasarela horizontal	0,58	0,29
Pasarela vertical (barandilla)	0,58	0,87
		1,16
INSTALACIONES	CARGA (KN/m ²)	CARGA (KN/m)
Instalaciones colgadas medias (viga)	0,3	1,08
Instalaciones laterales ligeros (pared)	0,15	0,54
CAPA INTERIOR DE REJILLAS PERFORADAS	CARGA (KN/m ²)	CARGA (KN/m)
Capa interior de rejillas	0,38	1,368

TABLA 2. EVALUACIÓN DE CARGAS PERMANENTES DE INSTALACIONES

Para realizar una hipótesis de maquinaria de ventilación estática se ha consultado una casa comercial. Tras un cálculo sencillo en el que influyen las dimensiones de la nave, la actividad que se realiza en el interior y la diferencia de temperatura, se elige un modelo determinado correspondiente a una carga puntual de 2,29 KN. Son necesarias dos máquinas para el volumen del edificio por lo que al igual que en el caso anterior, las cargas puntuales de 2,29KN se dividen entre los nudos de los pilares que las soportan.

5.1.2. Acciones variables. Sobrecarga de uso, sobrecarga de nieve, carga de viento, carga de sismo y acciones térmicas.

Sobrecarga de uso

Únicamente se considera la cubierta del Sainsbury Centre y su uso es de mantenimiento. Pertenece a la categoría G de “cubiertas accesibles únicamente para conservación” y a la subcategoría de uso de “cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)” a la que corresponde una carga uniforme de 0,4 KN/m².

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

TABLA 3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO SEGÚN EL DBSE-AE

Las pasarelas también tienen carga de uso. Su ancho es de 50 cm por lo que se multiplica la carga de uso por el ámbito para obtener la carga repartida y ésta a su vez se divide en las cargas puntuales que solicitan cada nudo.

Se decide poner carga de uso de mantenimiento en la zona de servicios albergada entre revestimiento interior y exterior. La carga superficial de 0,4KN/m² se ha dividido en cargas puntuales aplicadas en los nudos de los pilares en las alturas correspondientes.

Sobrecarga de nieve

El dato de la sobrecarga de nieve se extrae del "British Standard BS 6399-3 1988", en particular de la parte 3 "Code of practice for imposed roof loads".

El coeficiente de forma para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° es $\mu=1$. El valor característico de carga de nieve s_k es igual a 0,5KN/m².

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

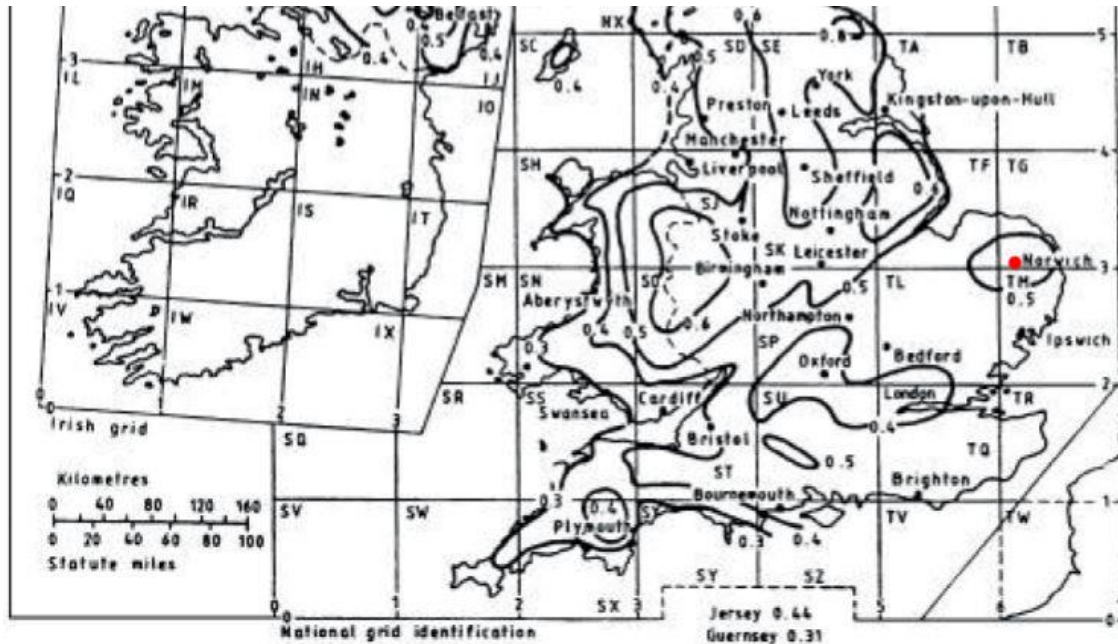


TABLA 4. RECORTE DEL MAPA DE VALORES DE CARGA DE NIEVE PARA EL REINO UNIDO. BRITISH STANDARD

Carga de viento

Para el cálculo del viento se ha tenido en cuenta el DBSE-AE y el British Standard BS 6399-2. Norwich se encuentra a 19m por encima del mar, en las coordenadas 52°37'41"N 1°17'57"E.

En el apartado 3.3.2 del Documento Básico de Seguridad Estructural se indica que, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto o presión estática, q_e puede expresarse de la siguiente manera:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

La comprobación bastará realizarla en dos direcciones ortogonales cualesquiera.

q_b . PRESIÓN DINÁMICA

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot V_b^2$, donde δ es la densidad el aire y V_b es valor básico de la velocidad del viento.



TABLA 5. RECORTE DEL MAPA DE VALORES BÁSICOS DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO PARA EL REINO UNIDO. BRITISH STANDARD

Pero en este caso, el valor básico de la velocidad del viento se extrae del "British Standard BS 6399-2 1997", en particular de la parte 2, "Code of practice for wind loads".

Tal y como muestra la figura_, la velocidad básica (V_b) en Norwich es de 24,5 m/s, que se puede asemejar a la zona A de España con una $V_b=26$ m/s, en la que la presión dinámica es $q_b= 0,42$ KN/m².



FIG. 44. VALORES BÁSICOS DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO PARA ESPAÑA. DBSE-AE

Ce. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

El coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200m puede determinarse con la expresión:

$$c_e = F \cdot (F + 7k)$$

siendo $F = k \cdot \ln [\max(z, Z) / L]$, y k, L, Z los parámetros característicos de cada tipo de entorno mostrados en la figura 5.13.

El grado de aspereza que corresponde al Sainsbury Centre es el III con los parámetros:

$$k = 0,19 \quad L (m) = 0,05 \quad Z (m) = 2,0$$

$$F = 0,19 \cdot \ln (\max(10,2, 2,0) / 0,05) = 1,0104$$

$$c_e = F \cdot (F + 7k) \rightarrow c_e = 1,0104 (1,0104 + 7 \cdot 0,19) \rightarrow c_e = 2,365$$

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

TABLA 6. COEFICIENTES PARA TIPO DE ENTORNO. DBSE-AE

C_p. COEFICIENTE EÓLICO DE NAVES Y CONSTRUCCIONES DIÁFANAS

No se consideran las presiones internas porque los paneles de vidrio de los alzados transversales no son practicables.

El coeficiente eólico o de presión exterior, c_p , depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia y se obtienen de las siguientes tablas.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

TABLA 7. COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERIOR PARA PARAMENTOS VERTICALES. DBSE-AE

	h _p /h	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$			
			F	G	H	I
Bordes con aristas		≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2 -0,2
		≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	0,2 -0,2
Con parapetos	0,025	≥ 10	-1,6	-1,1	-0,7	0,2 -0,2
		≤ 1	-2,2	-1,8	-1,2	0,2 -0,2
	0,05	≥ 10	-1,4	-0,9	-0,7	0,2 -0,2
		≤ 1	-2,0	-1,6	-1,2	0,2 -0,2
0,10	≥ 10	-1,2	-0,8	-0,7	0,2 -0,2	
	≤ 1	-1,8	-1,4	-1,2	0,2 -0,2	

TABLA 8. COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERIOR PARA CUBIERTAS PLANAS. DBSE-AE

CARGAS EN PARAMENTOS VERTICALES

Las cargas de viento en dirección "y" se expresan como superficiales porque se aplican directamente sobre los paneles sándwich de fachada, tanto en presión como en succión. En cambio, las cargas de viento en dirección "x" es necesario transformarlas en cargas lineales, ya que se aplican sobre el cordón inferior de la cercha que soporta los paneles de vidrio. Como el vidrio no se ha incluido en el modelo, la carga que actúa sobre toda la fachada transversal la absorbe dicho cordón.

V1 VIENTO FACHADA SUR-OESTE	dirección y	CARGA (KN/m ²)
Presión dinámica (qb)	(ZONA A)	0,42
Coefficiente exposición (ce)	(grado aspereza IV, altura 10,2 tabla 3,4)	2,365
Coefficiente de presión (cp)	(esbeltez 10,2/33,6 tabla 3,5)	0,304
	cp(fachada barlovento)=	0,8
	cp(fachada sotavento)=	-0,5
Presión estática del viento		
Carga viento fachada barlovento (qe)	qe=qb*ce*cp	0,795
Carga viento fachada sotavento (qe)	qe=qb*ce*cp	-0,497
V2 (VIENTO FACHADA NOR-ESTE)	Igual que V1 pero de sentido contrario las fuerzas	

TABLA 9. CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN "Y" SOBRE PARAMENTOS

V3 VIENTO FACHADA SUR-ESTE	dirección x	CARGA (KN/m ²)
Presión dinámica (qb)	(ZONA A)	0,42
Coefficiente exposición (ce)	(grado aspereza IV, altura 10,2 tabla 3,4)	2,365
Coefficiente de presión (cp)	(esbeltez 10,2/131,4 tabla 3,5)	0,077
	cp(fachada barlovento)=	0,7
	cp(fachada sotavento)=	-0,3
Presión estática del viento		
Carga viento fachada barlovento (qe)	qe=qb*ce*cp	0,695
Carga viento fachada sotavento (qe)	qe=qb*ce*cp	-0,298
Cargas lineales		CARGA (KN/m)
Fachada Barlovento		7,09
Fachada Sotavento		-3,04
V4 (VIENTO FACHADA NOR-OESTE)	Igual que V3 pero de sentido contrario las fuerzas	

TABLA 10. CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN "X" SOBRE PARAMENTOS

CARGAS EN CUBIERTA

-Vientos en dirección "Y": C1, C2

Las cargas de viento C1 y C2 son las resultantes del impacto del viento con dirección "y" sobre la cubierta plana del edificio objeto de estudio.

C1 (VIENTO SUR-OESTE)	dirección y	CARGA (KN/m ²)
Presión dinámica (qb)	(ZONA A)	0,42
Coefficiente exposición (ce)	(grado aspereza IV, altura 10,2 tabla 3,4)	2,365
Coefficiente de presión (cp)		
	altura (h[m])	10,2
	fachada perpendicular a la dirección viento (b[m])	131,4
	fachada paralela a la dirección viento (d[m])	33,6
C2 (VIENTO NOR-ESTE)	Igual que C1 pero de sentido opuesto	

TABLA 11. CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN "Y" SOBRE LA CUBIERTA PLANA

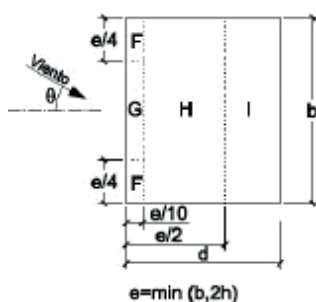


TABLA 13. CUBIERTAS PLANAS. DBSE-AE

Zonas cubierta				
e=min[b,2h]	20,4			
e/10=	2,04			
e/2=	10,2			
e/4=	5,1			
	ZONA F	ZONA G	ZONA H	ZONA I
hp/h=	0,000	0,000	0,000	0,000
Área(m ²)=	10,404	247,248	1072,224	3074,76
cp=	-1,8	-1,2	-0,7	±0,2
Hipótesis V1a				
Zona F: qe=	-1,788			
Zona G: qe=	-1,192			
Zona H: qe=	-0,695			
Zona I: qe=	0,199			
Hipótesis V1b				
Zona F: qe=	-1,788			
Zona G: qe=	-1,192			
Zona H: qe=	-0,695			
Zona I: qe=	-0,199			
Estas cargas superficiales son perpendiculares al plano de cubierta				

TABLA 12. ZONAS DE CUBIERTA PARA VIENTO EN DIRECCIÓN "Y"

-Vientos en dirección "X": **C3, C4**

Las cargas de viento C3 y C4 son las resultantes del impacto del viento con dirección "x" sobre la cubierta plana del edificio objeto de estudio.

C3 (VIENTO SUR-ESTE)	dirección x	CARGA (KN/m ²)
Presión dinámica (qb)		0,42
Coeficiente exposición (ce)	(grado aspereza IV, altura 10,2 tabla 3,4)	2,365
Coeficiente de presión (cp)		
altura (h[m])	10,2	
fachada perpendicular a la dirección viento (b[m])	33,6	
fachada paralela a la dirección viento (d[m])	131,4	
C4 (VIENTO NOR-OESTE)	Igual que C3 pero de sentido opuesto	

TABLA 14. CARGAS DE VIENTO EN DIRECCIÓN "X" SOBRE LA CUBIERTA PLANA

Zonas cubierta				
e=min[b,2h]	20,4			
e/10=	2,04			
e/2=	10,2			
e/4=	5,1			
	ZONA F	ZONA G	ZONA H	ZONA I
hp/h=	0,000	0,000	0,000	0,000
Área(m ²)=	10,404	47,736	274,176	4072,32
cp=	-1,8	-1,2	-0,7	±0,2
Hipótesis V3a				
Zona F: qe=	-1,788			
Zona G: qe=	-1,192			
Zona H: qe=	-0,695			
Zona I: qe=	0,199			
Hipótesis V3b				
Zona F: qe=	-1,788			
Zona G: qe=	-1,192			
Zona H: qe=	-0,695			
Zona I: qe=	-0,199			
Estas cargas superficiales son perpendiculares al plano de cubierta				

TABLA 15. ZONAS DE CUBIERTA PARA EL VIENTO EN DIRECCIÓN "X"

FUERZAS SUPERFICIALES MEDIAS

Se toman datos de las hipótesis de viento calculadas y se obtiene la fuerza superficial media de la extensión total de la cubierta. Para ello en cada hipótesis se multiplica la fuerza superficial de cada zona (qe) por la superficie correspondiente (m²). Una vez se obtienen las cargas puntuales, se suman y se dividen por la superficie total.

En este caso solo se ha tenido en cuenta para el predimensionado la fuerza V3a (viento en dirección "x"), que es la única que realiza presión sobre la cubierta.

Hipótesis V1a				
	Área (m ²)	qe	puntual	superficial
ZONA F	20,808	-1,788	-37,201624	
ZONA G	247,248	-1,192	-294,695218	
ZONA H	1072,224	-0,695	-745,491367	
Hipótesis V1b				
	Área (m ²)	qe	puntual	superficial
ZONA F	20,808	-1,788	-37,201624	
ZONA G	247,248	-1,192	-294,695218	
ZONA H	1072,224	-0,695	-745,491367	
ZONA I	3074,76	-0,199	-610,801751	
TOTAL	4415,04		-1688,18996	-0,38237252
Hipótesis V3a				
	Área (m ²)	qe	puntual	superficial
ZONA F	20,808	-1,788	-37,201624	
ZONA G	47,736	-1,192	-56,8966014	
ZONA H	274,176	-0,695	-190,62793	
ZONA I	4072,32	0,199	808,967264	
TOTAL	4415,04		524,241109	0,11873983
Hipótesis V3b				
	Área (m ²)	qe	puntual	superficial
ZONA F	20,808	-1,788	-37,201624	
ZONA G	47,736	-1,192	-56,8966014	
ZONA H	274,176	-0,695	-190,62793	
ZONA I	4072,32	-0,199	-808,967264	
TOTAL	4415,04		-1093,69342	-0,24771993

TABLA 16. FUERZAS SUPERFICIALES MEDIAS EN LAS DISTINTAS HIPÓTESIS

Carga de sismo

Norwich es una zona de sismicidad muy baja, como se muestra en la figura 5.28 los valores oscilan entre 0,02-0,04. No se calculan los efectos provocados por el sismo en el trabajo debido a su poca influencia en la zona estudiada.

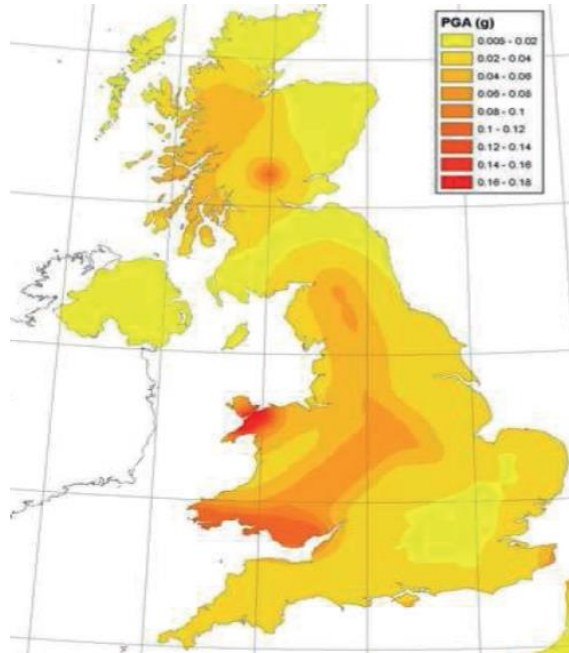


FIG. 45. MAPA CON VALORES DE SISMO PARA EL REINO UNIDO

Acciones térmicas

Al colocar las juntas de dilatación, no es necesario tener en cuenta las acciones térmicas.

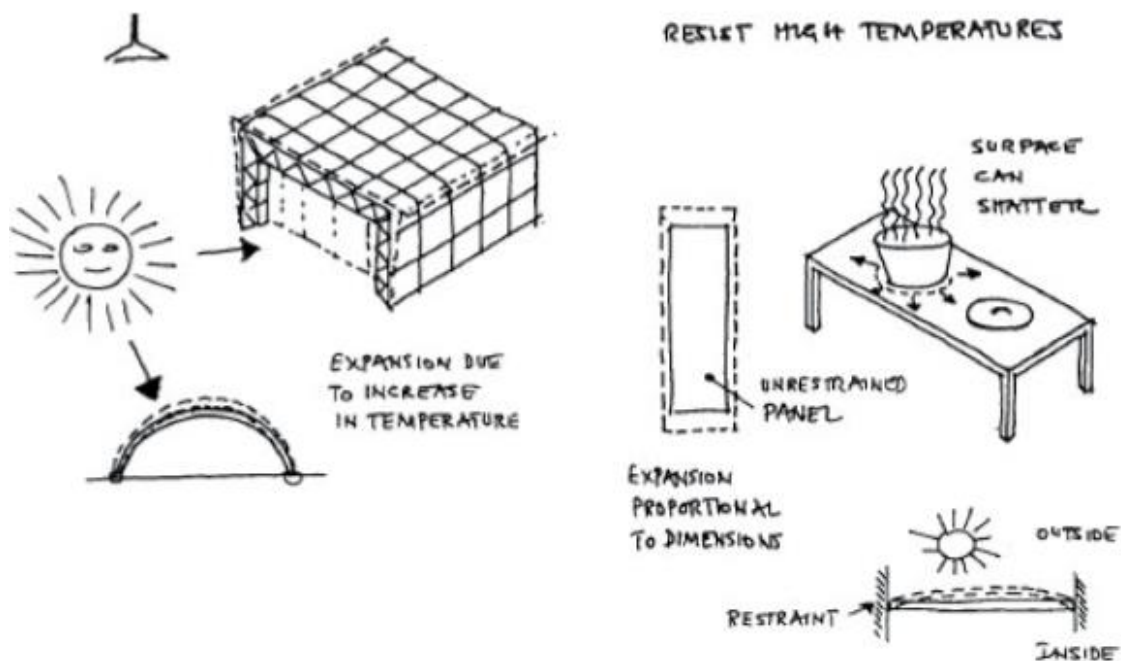


FIG. 46. ESQUEMA REALIZADO POR ANTHONY HUNT SOBRE EL EFECTO DE LAS ACCIONES TÉRMICAS

[14]

5.2. Reparto de cargas

A continuación se detallará la distribución de las cargas puntuales en el pórtico tipo a partir de las fuerzas superficiales obtenidas en la evaluación de cargas.

5.2.1. Pesos propios

Se diferenciará entre las fuerzas aplicadas en cubierta, perpendiculares a los cordones de la viga, y las cargas del cerramiento vertical, paralelas a los soportes.

5.2.1.1. Cargas sobre la viga en celosía

Sobre los cordones superiores

-Paneles de revestimiento exterior. Apoyan directamente sobre los cordones superiores de la viga en sus cuatro esquinas, tienen unas dimensiones de 1,2x1,8m y un peso propio de 0,3323 KN/m² (Tabla 1).

$$0,3323 \text{ KN/m}^2 \times 1,2 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} = \mathbf{0,718 \text{ KN}}$$

Las cargas puntuales provocadas por los paneles exteriores serán de 0,718 KN y estarán situadas cada 1,2m en los cordones superiores. Sin embargo, para el predimensionado se van a colocar las cargas sobre los nudos, y además se diseñará una cercha plana, por lo que el ámbito pasa a ser de 3,6m al unificar los cordones superiores, tal y como muestra la figura.

$$0,3323 \text{ KN/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = \mathbf{1,2 \text{ KN/m}}$$

$$1,2 \text{ KN/m} \times 2,4 \text{ m} = \mathbf{2,88 \text{ KN}}$$

Sobre el cordón inferior

-Pasarela interior de la viga. Carga repartida de 1,16 KN/m² (Tabla 2)

-Instalaciones colgadas. Carga repartida de 0,3 KN/m² (Tabla 2)

-Rejillas de reparto interior. Carga repartida de 0,38 KN/m² (Tabla 2)

Como el pórtico tipo solo tiene un cordón inferior, la distancia entre estos es la misma que entre los ejes de dos pórticos y el doble que en los cordones superiores, es decir, 3,6m. Las cargas se transmiten directamente a los nudos del cordón inferior, cada 2,4m.

$$1,16 + 0,3 + 0,38 = \mathbf{1,84 \text{ KN/m}^2}$$

$$1,84 \text{ KN/m}^2 \times 3,6 \text{ m} = \mathbf{6,624 \text{ KN/m}}$$

$$6,624 \text{ KN/m} \times 2,4 \text{ m} = \mathbf{15,9 \text{ KN}}$$

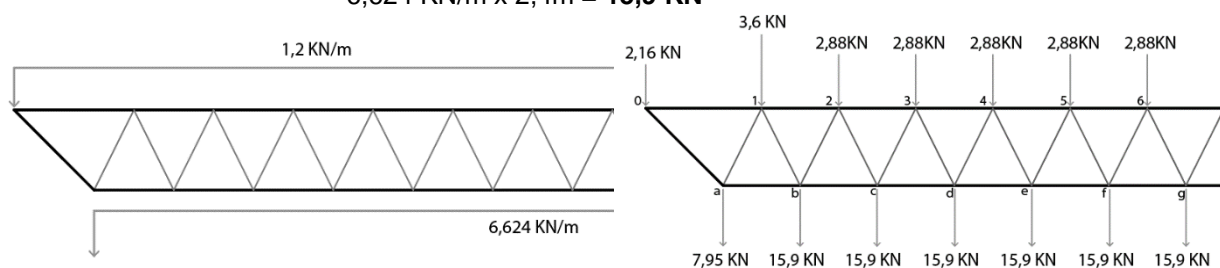


FIG. 47. CARGAS PERMANENTES DE CUBIERTA, LINEALES A LA IZQUIERDA Y PUNTALES A LA DERECHA.

5.2.1.2. Cargas sobre los soportes

Sobre los cordones exteriores

-Paneles de revestimiento exterior. Apoyan directamente sobre los cordones exteriores del soporte en sus cuatro esquinas, tienen unas dimensiones de 1,2x1,8m y un peso propio de 0,3323 KN/m² (Tabla 1).

$$0,3323 \text{ KN/m}^2 \times 1,2 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} = \mathbf{0,718 \text{ KN}}$$

Sobre el cordón interior. Carga repartida de 0,15 KN/m² (Tabla 2)

$$0,15 \text{ KN/m}^2 \times 2,4 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} = \mathbf{1,3 \text{ KN}}$$

5.2.2. Acciones variables Sobrecarga de uso

Como se indica en la *Tabla 3*, la sobrecarga de uso corresponde a la de una cubierta accesible solo para conservación y es una cubierta ligera sin forjado (subcategoría G1), por lo que le corresponde una carga repartida de $0,4 \text{ KN/m}^2$. Si se descompone esta carga se obtienen cargas puntuales de $3,456 \text{ KN}$.

$$0,4 \text{ KN/m}^2 \times 3,6\text{m} = \mathbf{1,44 \text{ KN/m}} \quad 1,44 \text{ KN/m} \times 2,4\text{m} = \mathbf{3,456 \text{ KN}}$$

Las pasarelas del interior de las cerchas tienen una anchura de $0,5\text{m}$, y también se aplicará una sobrecarga de uso de $0,4 \text{ KN/m}^2$. Esta carga se aplicará sobre el cordón inferior.

$$0,4 \text{ KN/m}^2 \times 0,5\text{m} = \mathbf{0,2 \text{ KN/m}} \quad 0,2 \text{ KN/m} \times 2,4\text{m} = \mathbf{0,48 \text{ KN}}$$

Sobrecarga de nieve

El valor característico de sobrecarga de nieve en la zona del edificio es de $0,5 \text{ KN/m}^2$ según se indica en la *Tabla 4*. La carga lineal en este caso sería de $1,8 \text{ KN/m}$ y las cargas puntuales de $4,32 \text{ KN}$.

$$0,5 \text{ KN/m}^2 \times 3,6\text{m} = \mathbf{1,8 \text{ KN/m}} \quad 1,8 \text{ KN/m} \times 2,4\text{m} = \mathbf{4,32 \text{ KN}}$$

Carga de viento

Para el caso de la cubierta, que es la celosía que se va a predimensionar, se tendrá en cuenta únicamente la fuerza V3a, ya que es la única que genera presiones sobre la cubierta y, por tanto, es el caso más desfavorable. (*Tabla 16*) Dicha fuerza tiene un valor de $0,1187 \text{ KN/m}^2$, lo que supone una carga lineal de $0,427 \text{ KN/m}$ y unas fuerzas puntuales de $1,03 \text{ KN}$.

$$0,1187 \text{ KN/m}^2 \times 3,6\text{m} = \mathbf{0,427 \text{ KN/m}} \quad 0,427 \text{ KN/m} \times 2,4\text{m} = \mathbf{1,03 \text{ KN}}$$

Suma de acciones variables

$$\text{Carga lineal: } 1,44 + 1,8 + 0,427 = \mathbf{3,67 \text{ KN/m}}$$

$$\text{Cargas puntuales: } 3,456 + 4,32 + 1,03 = \mathbf{8,81 \text{ KN}}$$

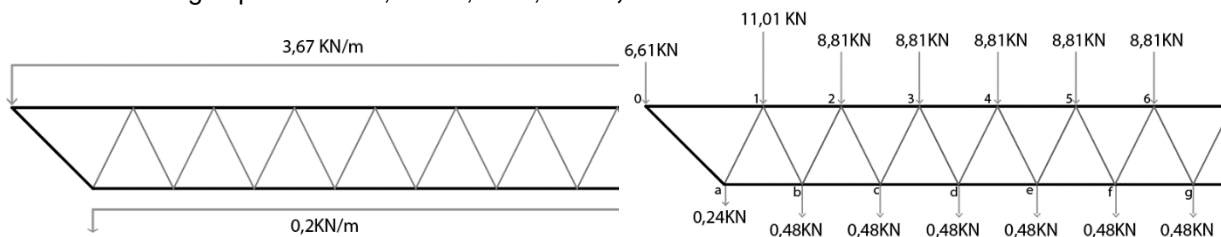


FIG. 48. CARGAS VARIABLES DE CUBIERTA, LINEALES A LA IZQUIERDA Y PUNUALES A LA DERECHA.

5.2.3. Reparto de cargas totales en la celosía de cubierta

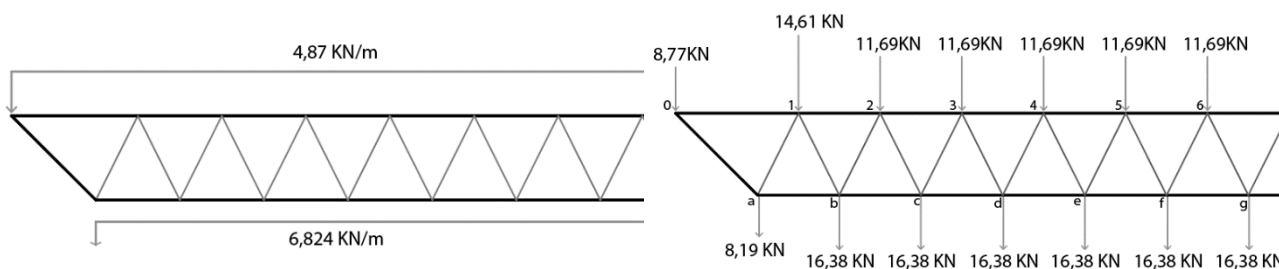


FIG. 49. CARGAS TOTALES DE CUBIERTA, LINEALES A LA IZQUIERDA Y PUNUALES A LA DERECHA

5.3. Predimensionado

Como no ha sido posible encontrar datos sobre las secciones utilizadas para las barras que conforman la estructura, se tomará como válido el predimensionado realizado por Esther Saliente en su TFG, el cual nos servirá de punto de partida en varias ocasiones a lo largo de este trabajo.

Se transforma la estructura espacial en una cercha plana a modo de aproximación, de manera que, los dos cordones superiores se convierten en uno sólo y los arriostramientos que existen entre ambos cordones desaparecen. Con dicha simplificación se obtendrá una estimación de los perfiles requeridos para insertar en el programa de cálculo.

El predimensionado se obtiene mediante el método de Ritter haciendo uso de la evaluación de cargas del apartado anterior. Al tratarse de una cercha simétrica sólo se realizará el estudio de la mitad. En las fotografías del modelo real se puede observar como las secciones de los cordones principales coinciden en cerchas y pilares, por lo que sólo se predimensionará manualmente la cercha y se extrapolarán los resultados.

$$Q_{\text{cordón sup}} = 4,87 \text{ KN/m} \quad Q_{\text{cordón inf}} = 6,824 \text{ KN/m}$$

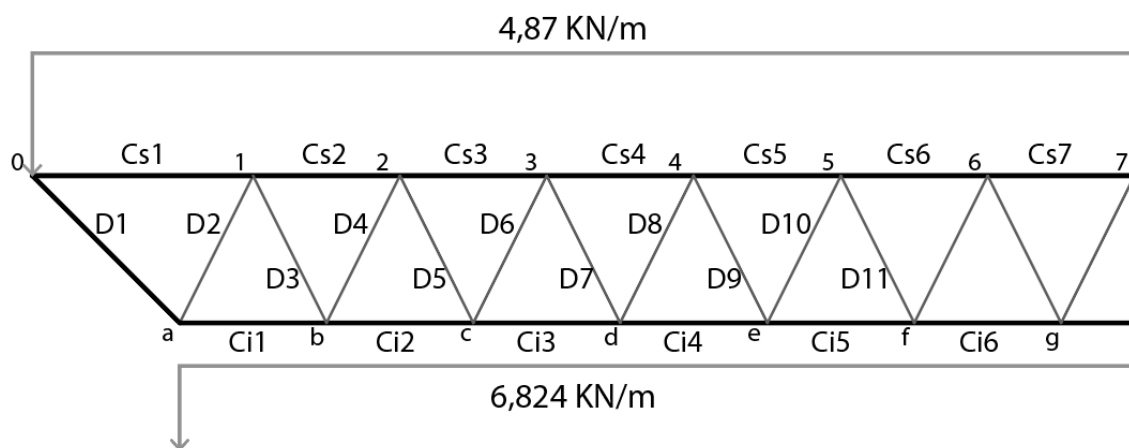


FIG. 50. ESQUEMA DE CARGAS. ELABORACIÓN PROPIA.

Tomando los resultados obtenidos en el TFG mencionado en el predimensionado manual a partir de los datos que se muestran en el esquema superior, los esfuerzos a los que se someten las barras son los siguientes:

$$\begin{aligned} Cs1 &= -182,28 \text{ KN} & Cs2 &= -347,57 \text{ KN} & Cs3= Cs4= Cs5= Cs6 &= -481,04 \text{ KN} \\ Cs7 &= -718,32 \text{ KN} \\ Ci1 &= 270,32 \text{ KN} & Ci2 = Ci3 = Ci4 &= 172,738 \text{ KN} & Ci5 = Ci6 &= 688,035 \text{ KN} \\ D1 &= 257,78 \text{ KN} & D2 &= -196,865 \text{ KN} & D3 &= 172,738 \text{ KN} & D4 &= -158,87 \text{ KN} \\ D5 = D6 = D7 = D8 = D9 = D10 &= 139,57 \text{ KN} & D11 &= 37,3266 \text{ KN} \end{aligned}$$

Comprobación a pandeo

Los perfiles solicitados a compresión también se comprueban a pandeo. Para el predimensionado a pandeo limitamos la esbeltez a $100 \rightarrow \lambda \leq 100$

Como coeficientes β_y y β_z tomaremos el coeficiente 1 de manera conservadora al tratarse de barras biarticuladas.

$$L_k = \beta \cdot L$$

-Cordón superior:

Haciendo la comprobación con el axil más desfavorable ($N_d = 718320N$) el valor del área obtenida corresponde a un perfil tubular de **200 · 8**.

-Diagonales comprimidas:

Haciendo la comprobación con el axil más desfavorable ($N_d = 196865N$) el valor del área obtenida corresponde a un perfil tubular de **90 · 5**.

A pandeo sólo se han dimensionado los más desfavorables, pero para una mayor facilidad de montaje en obra, los restantes también aumentan el perfil. Posteriormente se analizará barra a barra para reducir la cantidad de acero utilizado. Las secciones tras el predimensionado aparecen en la tabla.

Es importante matizar que la sección tubular de 200· 8 que corresponde al cordón superior de la cercha es ficticia. En la simplificación realizada para convertir la estructura en plana se superponen los dos cordones superiores. El perfil obtenido es el resultante para la carga de ambos cordones, por lo que el perfil final se reducirá para no estar sobredimensionado.

TABLA 17. DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRAS EL PREDIMENSIONADO

BARRA	N_d	T/C	A nec (mm ²)	MÍN resistencia	MÍN pandeo
CORDÓN SUPERIOR					
Cs1	182,28	COMPRESIÓN	695,97	70-5	200-8
Cs2	347,57	COMPRESIÓN	1327,08	100-5	200-8
Cs3	481,04	COMPRESIÓN	1836,69	125-5	200-8
Cs6	703,49	COMPRESIÓN	2686,05	200-5	200-8
Cs7	718,32	COMPRESIÓN	2742,67	200-5	200-8
CORDÓN INFERIOR					
Ci,1	270,32	TRACCIÓN	1032,13	90-5	
Ci,2	418,62	TRACCIÓN	1598,36	115-5	
Ci,5	688,03	TRACCIÓN	2627,04	200-5	
Ci,6	715,22	TRACCIÓN	2730,84	200-5	
DIAGONALES					
D1	257,78	TRACCIÓN	984,25	70-5	90-5
D2	196,86	COMPRESIÓN	751,66	70-5	90-5
D3	172,73	TRACCIÓN	659,54	70-5	90-5
D4	158,87	COMPRESIÓN	606,59	70-5	90-5
D5	139,57	TRACCIÓN	532,90	70-5	90-5
D11	37,32	TRACCIÓN	142,51	70-5	90-5
D12	26,22	COMPRESIÓN	100,14	70-5	90-5

Comprobación ELU

Por último, se comprueba que el modelo cumpla en su conjunto.

Las diagonales y los montantes se recomiendan que se dimensionen para un área entre el 70% y el 85% del área obtenida para los cordones. Para que una cercha esté bien dimensionada se aconseja que el canto del perfil usado para el cordón quede entre el 5% y el 10% del canto de la cercha. Por tanto, el perfil dimensionado de 200mm al representar un 8,33% del canto de la cercha, entra dentro del margen.

Para la determinación de las secciones, se tuvieron en cuenta estas consideraciones:

- Para definir los cordones teniendo en cuenta la carga axial, la protección anticorrosión y la esbeltez del perfil, las relaciones diámetro-espesor habituales son de 20 a 30.
- Es muy importante realizar una estandarización de las barras, es decir, minimizar el número de perfiles diferentes para una mayor eficacia en obra y facilidad del control de ejecución.
- La relación ideal de luz-canto suele encontrarse entre 10 y 15. El canto se determina en función de las cargas, la deformación máxima permitida, la luz etc., de manera que el modelo estudiado al tener una relación $33,6/2,4=14$ tiene unas dimensiones idóneas.

En la siguiente tabla se indican las secciones tubulares definitivas que servirán como referencia y punto de partida para el proceso de optimización.

SECCIÓN	Dimensiones de referencia	Dimensiones utilizadas
Perfil principal	220-5	200-5
Perfil superior cercha	150-5	155-5
Perfil intermedio	150-5	155-5
Perfil fino	130-5	125-5
Perfil cuadrado	160-160-5	160-160-5
Barra-nudo	220-5	200-5

Sin embargo, se utilizarán las secciones PH0 (Perfiles huecos circulares) disponibles en Architrave que se asemejen más a las obtenidas en el TFG de referencia.

TABLA 18. DIMENSIONES DE LAS SECCIONES FINALES DEL PÓRTICO DE REFERENCIA Y DE LAS UTILIZADAS. ELABORACIÓN PROPIA

Se han comparado las dimensiones obtenidas con las de las axonometrías estructurales del edificio y parecen coherentes.

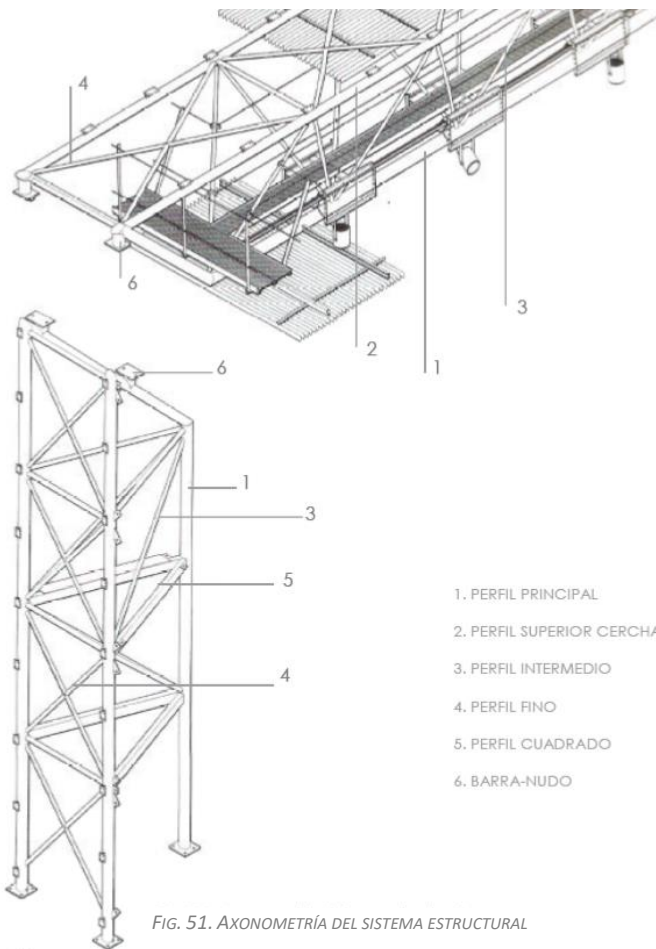


FIG. 51. AXONOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

71

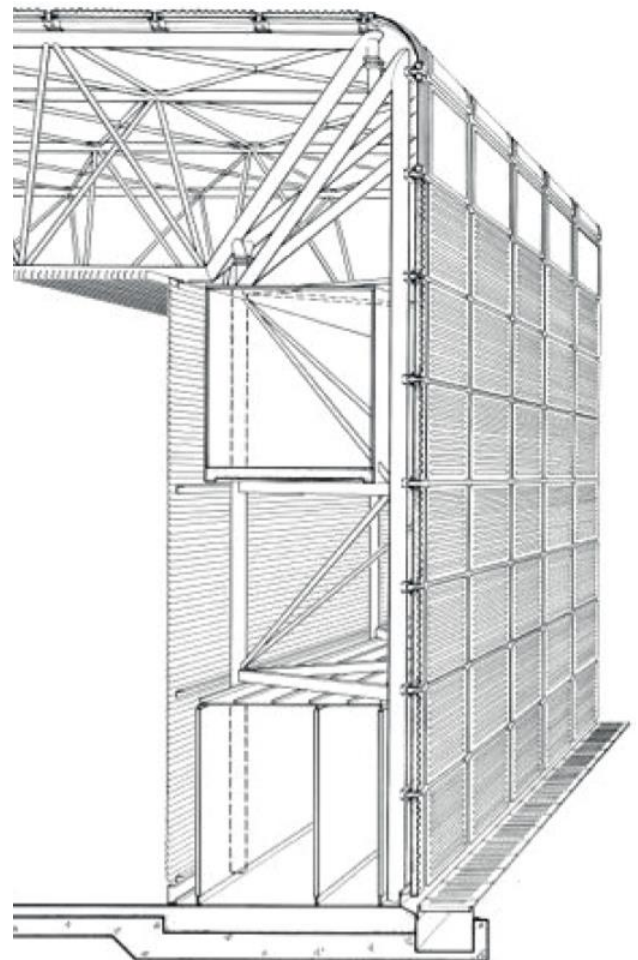


FIG. 52. SECCIÓN FUGADA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

5.4. Definición y adaptación del modelo

El modelo informático analizado y objeto de comparación con las versiones mejoradas difiere ligeramente con respecto al real. Se han realizado algunas simplificaciones:

- *El análisis se realiza únicamente del edificio original, la ampliación no está incluida en el estudio.*
- *Las secciones tubulares son fruto del predimensionado anterior debido a la falta de información.*
- *No se realiza el modelado del sótano ni de la cimentación y se interpreta que todos los pilares en celosía están empotrados.*
- *Las acciones de sismo no se consideran, ya que al estar el edificio en una zona de sismicidad baja sus acciones no son representativas y es necesario acotar el TFG dado su gran envergadura.*
- *Los altillos interiores tienen una estructura independiente a la de la envolvente y al no encontrar información suficiente se ha decidido no incluirlos en el análisis. Del mismo modo se ha actuado con las pasarelas, aleros y marquesinas de entrada.*
- *Las dimensiones del modelo difieren un poco de la realidad por temas constructivos y de dibujo. Las dimensiones utilizadas son:*

-Altura: 10,2m

-Fachada longitudinal: 131,4m

-Fachada transversal: 33,6m

5.5. Conexión entre celosía vertical y horizontal

La unión entre las cerchas y los pilares tubulares es uno de los elementos más característicos del modelo. En el modelo original la conexión no se produce en extremo de barra debido a razones constructivas. Sin embargo, en el modelo de cálculo las uniones se producen en extremo para evitar la generación de momentos y de esfuerzos cortantes innecesarios. Este se podría considerar el primer paso del proceso de optimización. Aun así, el modelo base que se utilizará como referencia ya cuenta con esta mejora respecto a la estructura real.

Por facilidad de montaje tanto el pilar como la cercha vienen de fábrica con una pequeña barra soldada en el lugar donde se realizará la conexión. Dichas barras poseen una placa de remate que una vez en obra, se une mecánicamente con la placa del otro elemento.

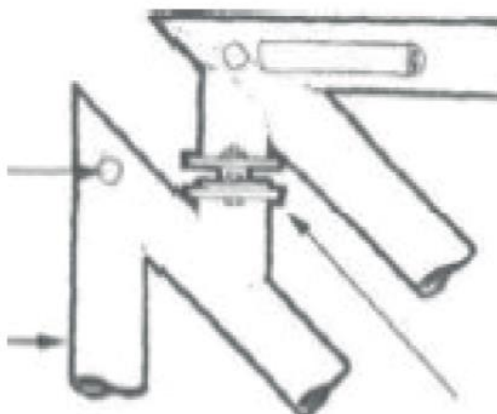


FIG. 54. CONEXIÓN ENTRE CELOSÍAS. BOCETO DE TONY HUNT

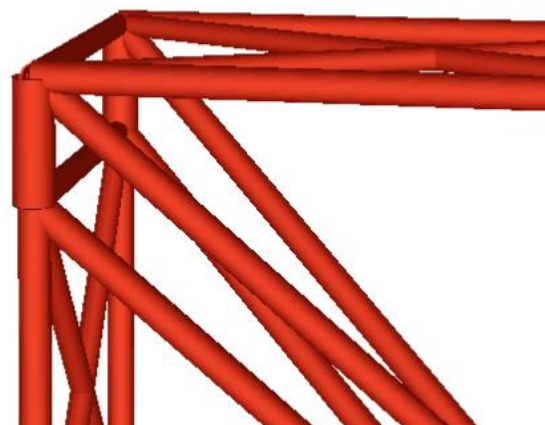


FIG. 53. CONEXIÓN ENTRE CELOSÍAS. ELABORACIÓN PROPIA

Todas las imágenes de la estructura extraídas de Architrave son de elaboración propia.

5.6. Comprobación de flechas máximas

En este apartado se encuentran 3 tipos de restricciones para abordar 3 tipos de problemas, integridad de elementos constructivos, confort de los usuarios y la apariencia en obra. A continuación se detallan las limitaciones impuestas por cada una de ellas:

-Integridad de los elementos constructivos.

La estructura horizontal debe tener, ante la combinación de acciones característica, y considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, una flecha relativa inferior a 1/300 de la longitud de la viga. En este caso se tienen en cuenta todas las fuerzas permanentes.

$$L = \text{longitud de la viga} = 33,6\text{m} \quad f = \text{flecha máxima admitida}$$

$$f = 33,6\text{m}/300 = \mathbf{0,112\text{m}}$$

Así pues, se fijará la flecha máxima para la integridad de elementos constructivos en 11,2cm.

-Confort de los usuarios.

Para esta limitación, la estructura debe ser suficientemente rígida para, únicamente teniendo en cuenta las acciones de corta duración, sea capaz de tener una flecha relativa menor que 1/350.

Como en este caso solo se tiene en cuenta la sobrecarga de uso, que es de 0,4 KN/m², las deformaciones son mínimas, por lo que no se tendrá en cuenta esta limitación, ya que nunca será la más desfavorable.

-Apariencia en obra.

Para cumplir esta restricción, la flecha debe de ser menor que 1/300 para la combinación casi permanente, pero en este caso, con la comprobación de flecha para la integridad de elementos constructivos ya queda resuelta esta cuestión, pues las acciones variables se multiplican por un coeficiente igual a 0.

-Restricciones impuestas en VTAM

Se especificarán los movimientos máximos permitidos en el programa de cálculo para que descarte las opciones que no cumplan esta limitación. (Fig. 55)

```
** MaximumAllowedMovements ** mm  
999 999 112
```

FIG. 55. RECORTE DE UN FICHERO DE ARGUMENTOS DONDE SE DETALLAN LOS MOVIMIENTOS MÁXIMOS PERMITIDOS.

Como se detalla en la figura anterior, la flecha máxima queda restringida a 112mm, sin embargo se deja libertad de movimiento (o en este caso hasta 999mm) en las otras direcciones. Esto se hace porque se considera que el pórtico, dentro de la estructura global, es intraslacional por estar debidamente arriostrado, por lo que no presentará problemas de movimientos horizontales.

6. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

6.1. Medidas de un pórtico (a ejes):

Altura total: 10,2m Altura libre: 7,8m

Longitud total: 33,6m Longitud interior: 28,8m

Canto de la "celosía" y anchura del soporte en el plano del pórtico: 2,4m

Profundidad del pórtico (plano perpendicular a este): 1,8m

Unión: Articulada, dos apoyos en la parte superior

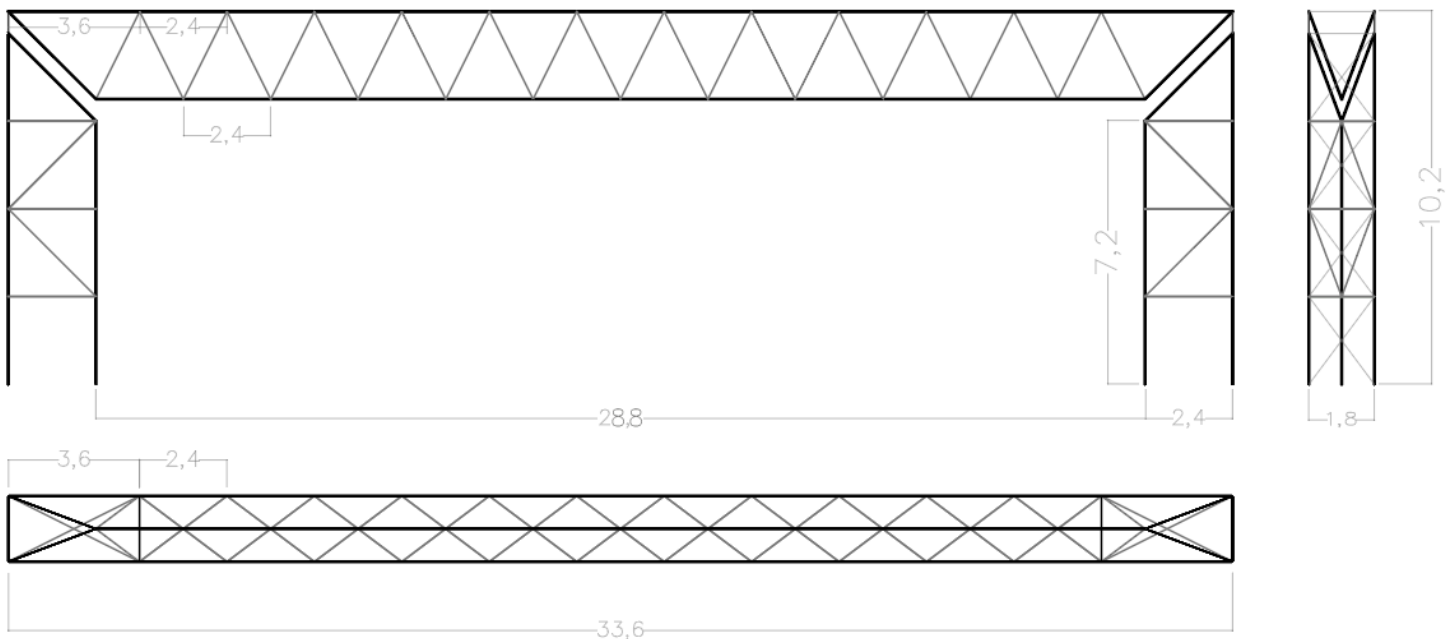


FIG. 56. ESQUEMA ACOTADO DE ALZADO, PLANTA Y PERFIL DE UN PÓRTICO TIPO. ELABORACIÓN PROPIA.

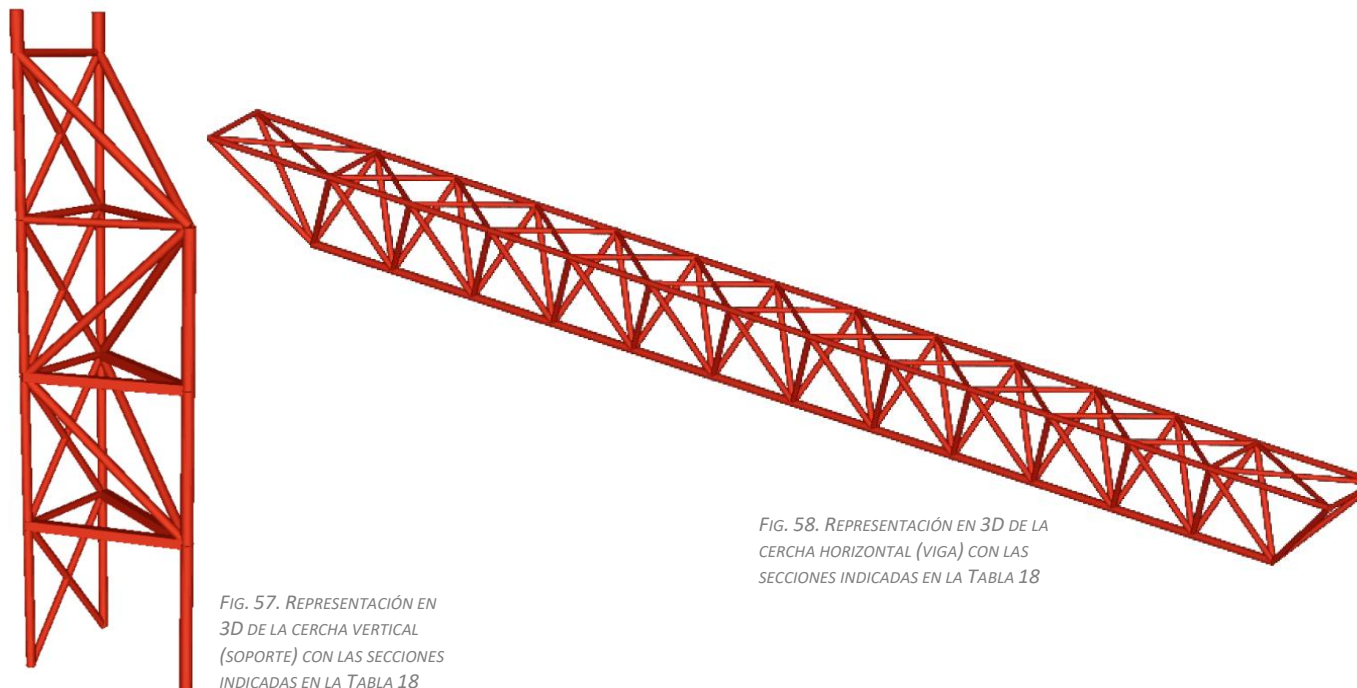


FIG. 57. REPRESENTACIÓN EN 3D DE LA CERCHA VERTICAL (SOPORTE) CON LAS SECCIONES INDICADAS EN LA TABLA 18

FIG. 58. REPRESENTACIÓN EN 3D DE LA CERCHA HORIZONTAL (VIGA) CON LAS SECCIONES INDICADAS EN LA TABLA 18

Cada grupo está formado por un conjunto de barras que tiene una misma sección. Estos grupos se han creado a partir de los resultados obtenidos en el predimensionado, y son los 6 que aparecen en la siguiente figura:

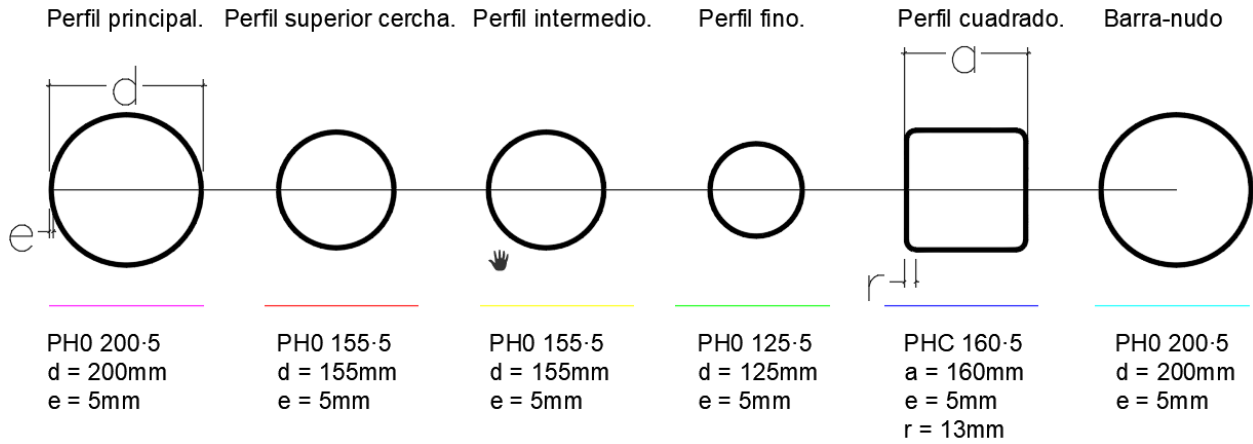


FIG. 59. ESQUEMA DE LAS DISTINTAS SECCIONES TRANSVERSALES UTILIZADAS. SE ESPECIFICA EL NOMBRE DE LA SECCIÓN, SU DIÁMETRO EXTERIOR Y EL ESPESOR DE PARED ADEMÁS DEL COLOR DE REPRESENTACIÓN DE CADA GRUPO EN LA FIGURA 56.

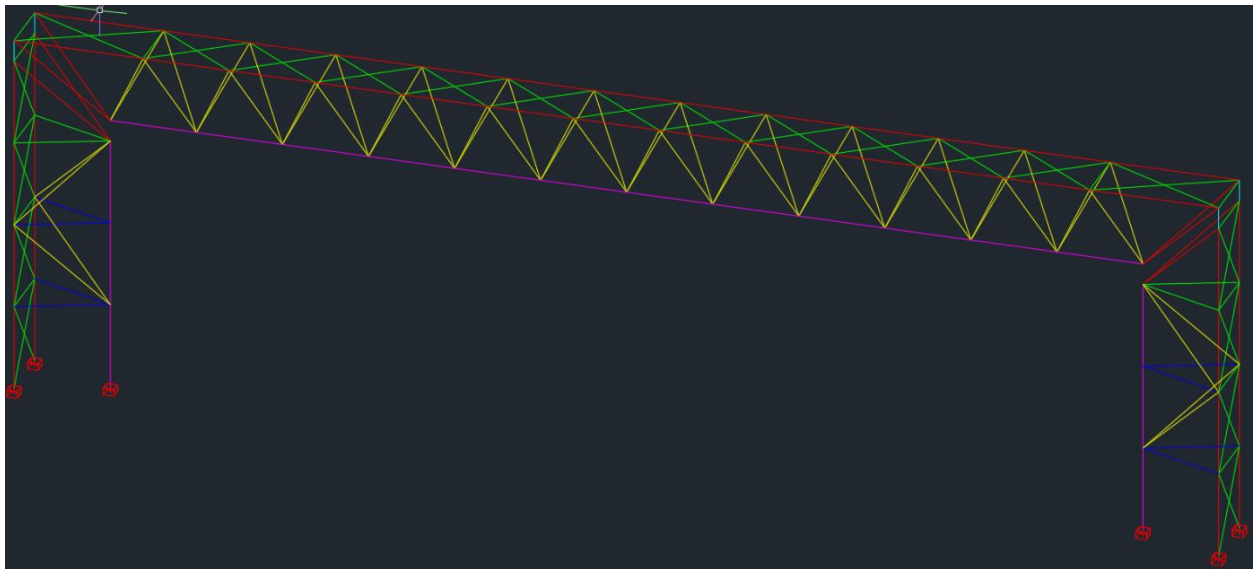


FIG. 60. REPRESENTACIÓN DEL PÓRTICO TIPO CON DISTINCIÓN DE LOS GRUPOS DE BARRAS MEDIANTE COLORES.

-Soporte

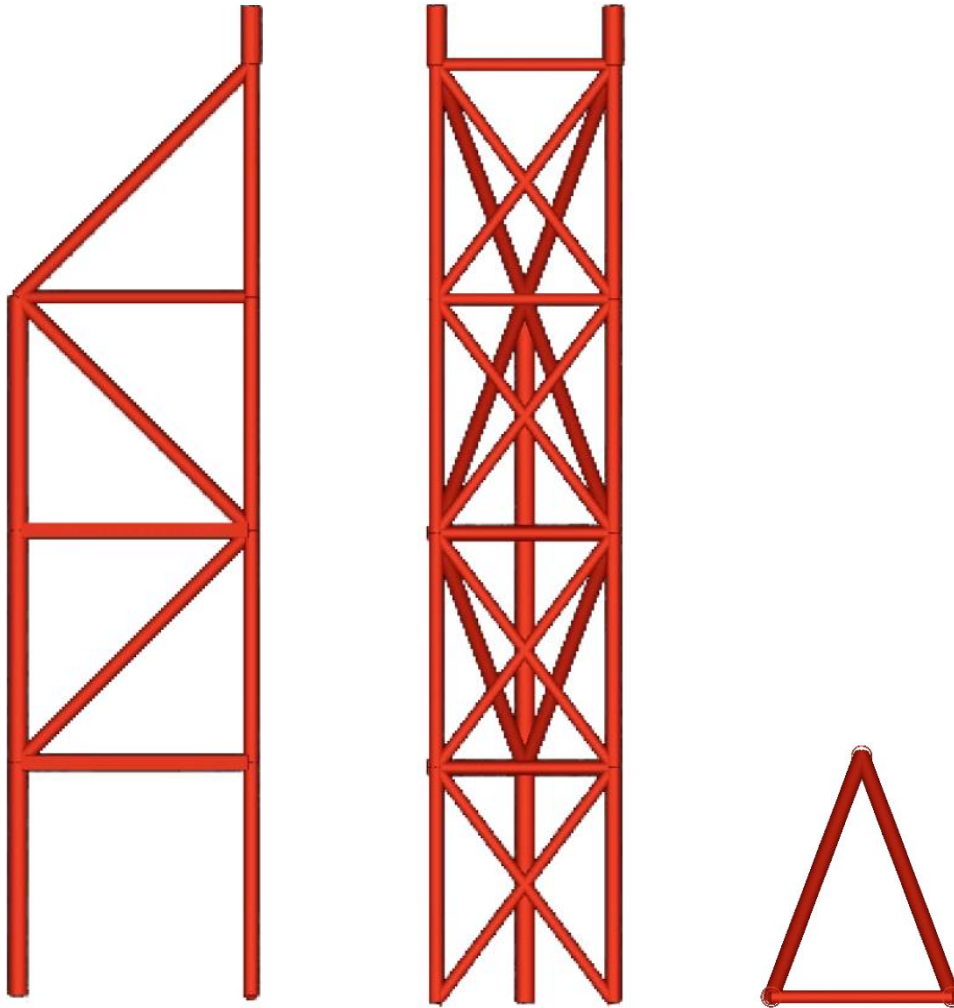


FIG. 61. VISTAS DE LA CELOSÍA DEL SOPORTE. DE IZQUIERDA A DERECHA: PERFIL, ALZADO EXTERIOR Y PLANTA

-Viga

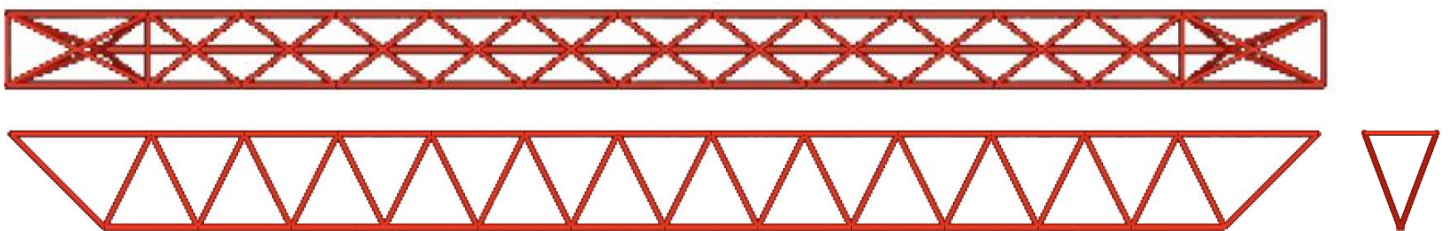


FIG. 62. VISTAS DE LA CELOSÍA DE LA VIGA. ARRIBA LA PLANTA, ABAJO A LA IZQUIERDA EL ALZADO Y A LA DERECHA EL PERFIL

-Estructura completa

La estructura está compuesta por 37 pórticos, sin embargo, está dividida en 3 bloques separados por 2 juntas de dilatación que actúan prácticamente de manera independiente. Esta separación crea un bloque de 11 pórticos, otro de 12 pórticos y un tercero de 14 pórticos, como se puede apreciar en las imágenes inferiores.

Se distinguen 2 tipos de pórticos; los rigidizados, con un total de 12 (2 por cada extremo de bloque), arriostrados por pares para ofrecer una mayor rigidez a la estructura, además de tener un tercer apoyo en la unión viga-pilar; y los pórticos tipo, que se encuentran en la zona intermedia de cada bloque y suponen un total de 25 pórticos. Por tanto, cualquier mejora obtenida en la optimización del pórtico tipo supondrá un cambio en la estructura total 25 veces mayor.

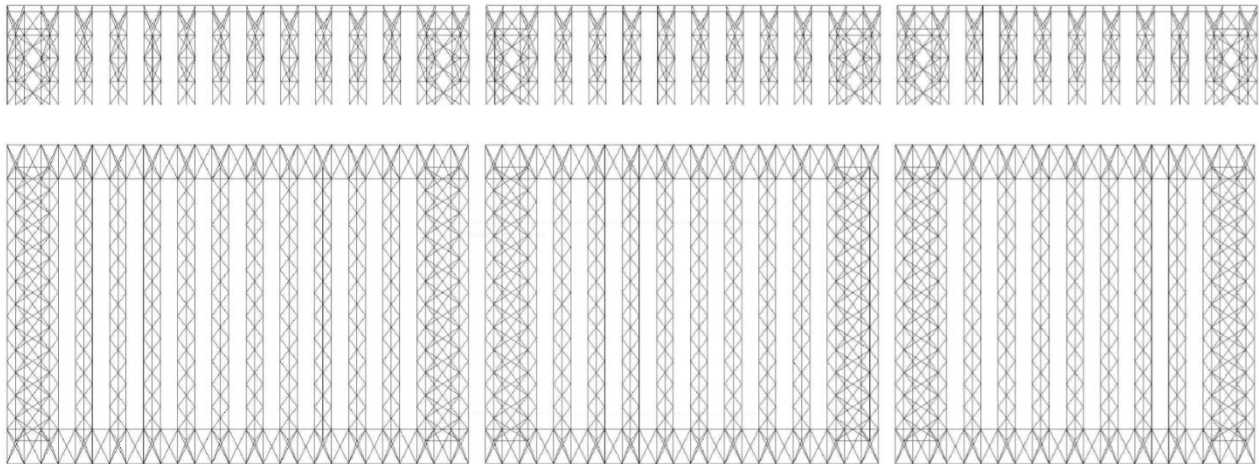


FIG. 63. ALZADO LONGITUDINAL Y PLANTA DE LA ESTRUCTURA DEL SAINSBURY CENTRE

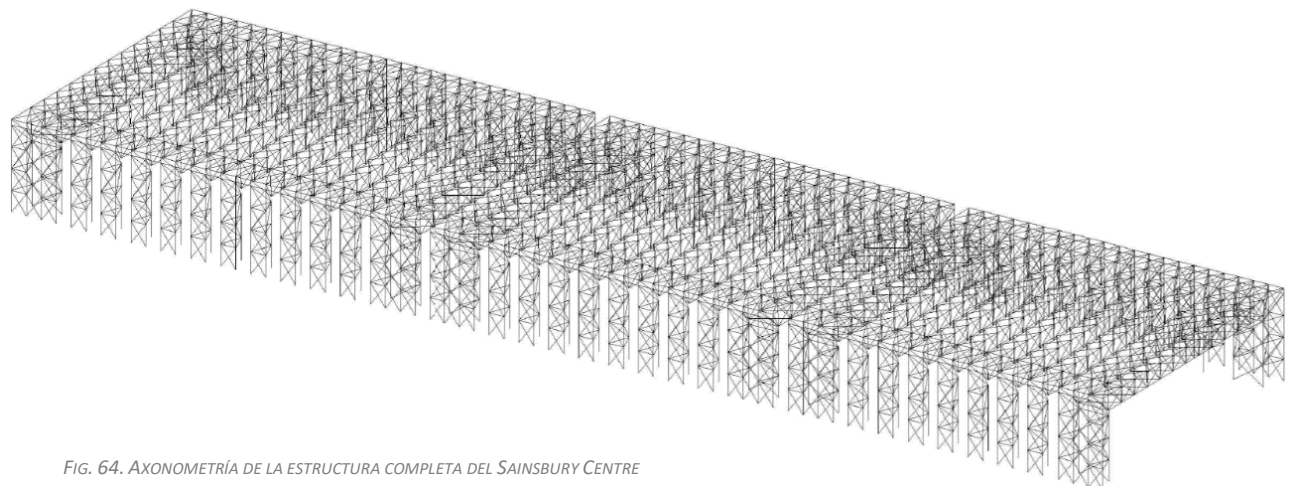


FIG. 64. AXONOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA COMPLETA DEL SAINSBURY CENTRE

Para la optimización de la estructura se pretende aislar un pórtico tipo y demostrar que se puede reducir la sección de gran parte de las barras que lo componen, disminuyendo así su peso, cantidad de material, emisiones de CO₂, costes de producción, etc.

7. PROPUESTAS DE MEJORA DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EXISTENTE.

A lo largo de la historia y gracias a los avances tecnológicos y la experiencia, se han desarrollado incontables construcciones con tipos de estructuras muy diversos que han permitido salvar grandes luces.

Muchos sistemas constructivos se basan en la geometría para llegar a soluciones estructurales adecuadas que solucionen un problema y lo hagan con un coste reducido. Para el caso de las grandes luces existen soluciones muy válidas como el arco, la bóveda, la catenaria, la parábola, elementos con doble curvatura, estructuras colgadas, o en este caso, cerchas tridimensionales.

Muchas de estas soluciones podrían ser perfectamente utilizadas para el edificio estudiado, y tal vez mejores en cuanto a costes económicos y medioambientales, sin embargo, tales soluciones tienen una componente formal acusada que no se ajusta a los parámetros arquitectónicos. Abordar estas alternativas excede los límites de este trabajo.

Además, en el Sainsbury Centre, tanto la forma como los usos restringen parcialmente el tipo y las dimensiones de la estructura. Como afirmaba Anthony Hunt, muchas veces la arquitectura limita las posibilidades estructurales, y en este caso así ocurrió, pero el objetivo de este trabajo es conseguir la solución óptima respetando las limitaciones impuestas por la composición espacial del edificio proyectado.



FIG. 65. FOTOGRAFÍA DEL SAINSBURY CENTRE FOR VISUAL ARTS

7.1. Definición de los parámetros fijos para una posterior optimización.

En el proceso de optimización se han tenido en cuenta distintos parámetros a la hora de realizar distintas configuraciones, y la combinación de estos permite la obtención de un gran número de pórticos. Los parámetros son los siguientes:

7.1.1. Tipo de sección.

Las secciones utilizadas serán iguales o similares a las usadas en la estructura original, se trata de secciones tubulares circulares huecas PH0 (CTE) y posteriormente se utilizarán también las de tipo PH0 UNE Ic, con las mismas características que las anteriores, pero más variedad de dimensiones.

Las barras horizontales que unen el cordón interior con cada uno de los cordones exteriores del soporte tienen una sección distinta al resto, PHC o lo que es lo mismo, perfiles huecos cuadrados (Fig. 59). Estas barras también mantendrán su geometría en las distintas variaciones del pórtico.

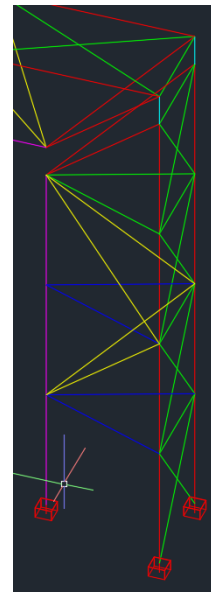


FIG. 66. LAS BARRAS AZULES REPRESENTAN LOS PERFILES CUADRADOS.

7.1.2. Materiales.

Se empleará generalmente el acero estructural S275, el cual se utiliza en el pórtico que hemos tomado como referencia. Sin embargo, en el proceso final de optimización, cuando ya se hayan conseguido soluciones cercanas a la definitiva, se experimentará con otros tipos de acero como son el S235 y el S355 para comprobar si esta variación del material puede suponer una reducción del precio final. El acero S235 tiene una resistencia menor que el S275, sin embargo, tiene un coste económico menor, al igual que el acero S355 tiene una resistencia mayor pero un precio más elevado. Por este motivo habrá que comprobar si el cambio en el tipo de acero puede compensar económicamente.

7.1.3. Dimensiones.

Tanto la luz como la altura libre se fijarán como parámetros inamovibles, por lo que todas las variaciones respetarán una altura interior mínima de 7,2m y una luz de 28,8m. Cuando las celosías se unen mediante apoyos, se modelizan como barras de 60cm, por lo que la altura libre interior será de 7,8m.

En cuanto a las dimensiones de las cerchas tridimensionales, sus medidas responden a varios parámetros de diseño:

-Anchura (dirección perpendicular al plano del pórtico) de 1,8m, que es la misma que la separación entre pórticos, lo que permite la modulación de los paneles de revestimiento exterior. Tony Hunt ya afirmó que se podía reducir el número de pórticos aumentando su separación, pero por razones arquitectónicas y de diseño se decidió mantener esta modulación.

Este parámetro no se va a modificar, ya que el trabajo se va a ocupar de optimizar el pórtico tipo, lo que conlleva, por ende, a una mejora de la estructura general.

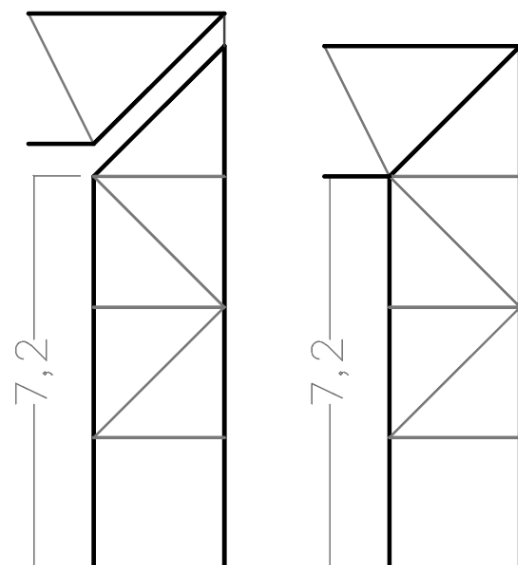


FIG. 67. COMPARATIVA ENTRE UN PÓRTICO TIPO CON APOYOS VIGA-PILAR (IZQUIERDA) Y UN PÓRTICO CON LA UNIÓN CONTINUA (DERECHA)



FIG. 68. FOTOGRAFÍA DEL INTERIOR DE UNA DE LAS CELOSÍAS DE CUBIERTA

-Canto de la viga y anchura del pilar (dirección horizontal en el plano del pórtico). La estructura original tiene un canto de 2,4m, lo que permite además modular distintas partes de las celosías. Esta dimensión se estableció así, además de porque responde a una adecuada relación entre luz y canto, porque permite alojar en su interior tanto pasarelas accesibles en el caso de la viga como instalaciones en el caso de los soportes.

Por este motivo, esta medida queda parcialmente restringida por la altura de una persona que acceda a la cubierta. Se comprobarán modelizaciones con distintos cantos, pero siempre entre 2,2m y 2,6m, lo que significa reducir y aumentar respectivamente hasta 20cm el canto original de la cercha.

7.1.4 Geometría.

Se comprobarán modelos que respeten totalmente la geometría original, pero con modificaciones materiales o de sección, pero en otros casos se harán cambios sustanciales en la geometría que no alteren la función estructural ni las dimensiones totales de la estructura. Estos cambios pueden ser desde eliminación o sustitución de barras que permitan reducir el peso total, a cambios como invertir la posición de las cerchas, teniendo así 2 cordones inferiores y uno superior en el caso de la viga y lo mismo en el caso de los soportes.

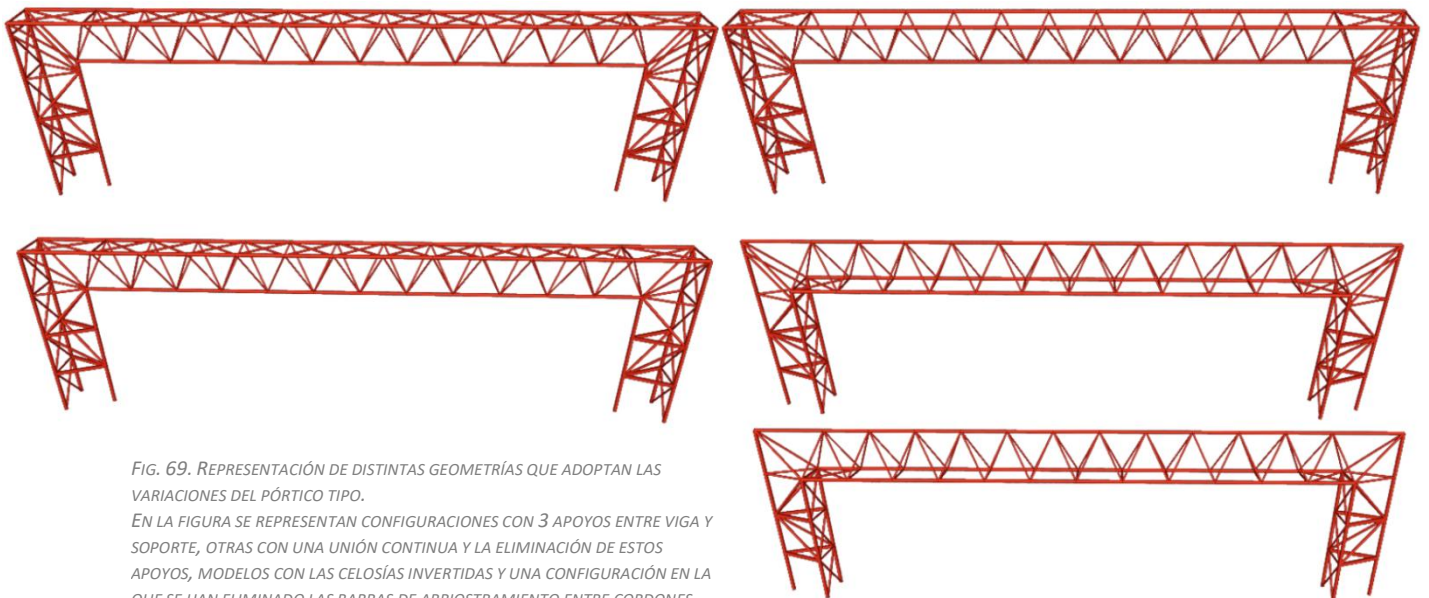


FIG. 69. REPRESENTACIÓN DE DISTINTAS GEOMETRÍAS QUE ADOPTAN LAS VARIACIONES DEL PÓRTICO TIPO. EN LA FIGURA SE REPRESENTAN CONFIGURACIONES CON 3 APOYOS ENTRE VIGA Y SOPORTE, OTRAS CON UNA UNIÓN CONTINUA Y LA ELIMINACIÓN DE ESTOS APOYOS, MODELOS CON LAS CELOSÍAS INVERTIDAS Y UNA CONFIGURACIÓN EN LA QUE SE HAN ELIMINADO LAS BARRAS DE ARRIOSTRAMIENTO ENTRE CORDONES COMPRIMIDOS.

7.1.5. Continuidad de secciones.

Siempre que sea posible se respetarán las dimensiones externas de los trenes de barras, pero para hallar resultados más acertados, se estudiará y comprobará cada barra por separado para llegar a la mejor solución posible en todas ellas. Sin embargo, teniendo en cuenta el punto de vista estético-arquitectónico y el constructivo, una vez hallada la estructura final, se intentará unificar, o al menos asemejar, los diámetros exteriores de cada tren de barras, modificando el espesor de la pared tubular de estas en función de los esfuerzos a soportar.

7.1.6. Reparto de cargas.

Las dimensiones de los paneles exteriores son de 1,2m en la dirección del pórtico y de 1,8m en la dirección perpendicular a este, mientras que la modulación de la celosía sitúa los nudos en el encuentro entre cordones superiores y diagonales cada 2,4m. Cada panel apoya sobre los cordones sobre sus cuatro esquinas, lo que provoca que necesariamente uno de los puntos de transmisión de cargas se sitúe en el punto medio de cada barra de los cordones superiores, creando así pequeños esfuerzos cortantes y momentos flectores.

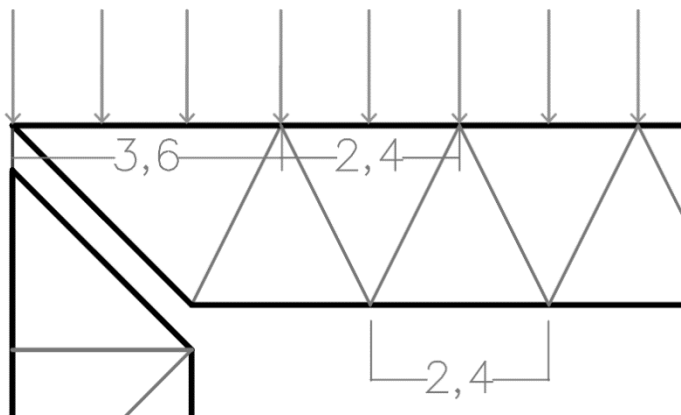


FIG. 70. ESQUEMA QUE MUESTRA LA LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE TRANSMISIÓN DE LAS CARGAS A LOS CORDONES SUPERIORES DE LA VIGA.

En el proceso de optimización se realizarán también pruebas con las cargas situadas únicamente en los nudos, lo que se podría conseguir duplicando el tamaño de los paneles o creando una subestructura de reparto que transmitiera las cargas directamente a los nudos.

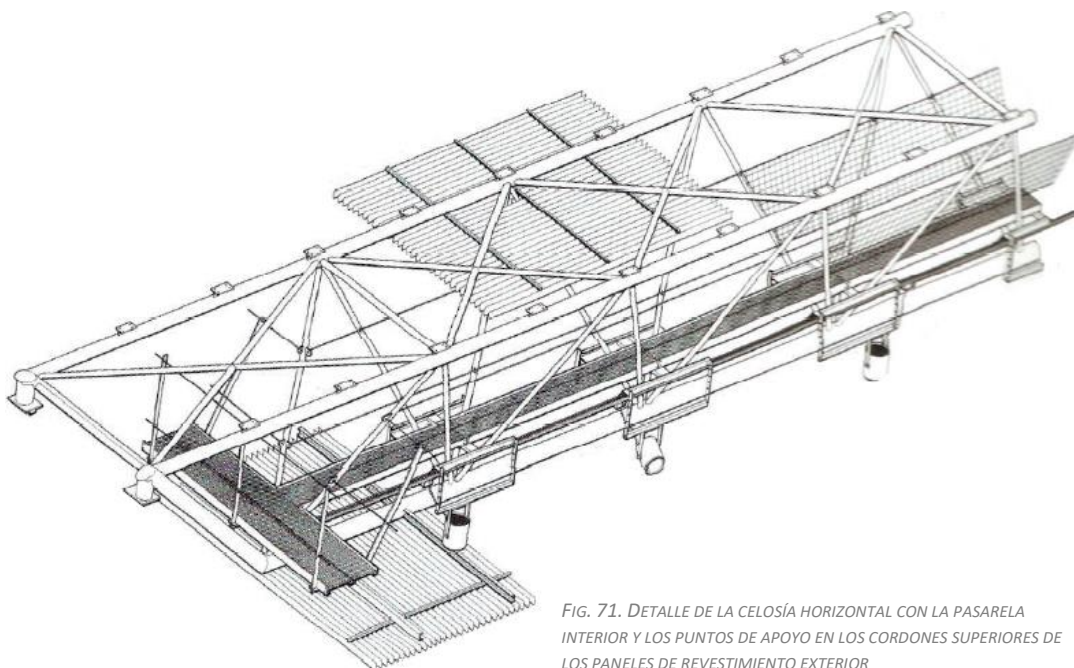


FIG. 71. DETALLE DE LA CELOSÍA HORIZONTAL CON LA PASARELA INTERIOR Y LOS PUNTOS DE APOYO EN LOS CORDONES SUPERIORES DE LOS PANELES DE REVESTIMIENTO EXTERIOR

8. PROCESO DE OPTIMIZACIÓN MEDIANTE UN MÉTODO HEURÍSTICO.

8.1. Planteamiento inicial y resumen del proceso seguido

8.1. En primer lugar, se analizará el pórtico obtenido tras los ajustes hechos en el pórtico tipo definido por Esther Saliente en su TFG. Se comprobará si es capaz de resistir las fuerzas impuestas mediante el programa Architrave y se evidenciará su peso total. Además, servirá como punto de partida para la realización de los posteriores modelos, cuya finalidad será la de disminuir su peso y en consecuencia la cantidad de material.

SECCIÓN	Dimensiones utilizadas
<i>Perfil principal</i>	200·5
<i>Perfil superior cercha</i>	155·5
<i>Perfil intermedio</i>	155·5
<i>Perfil fino</i>	125·5
<i>Perfil cuadrado</i>	160·160·5
<i>Barra-nudo</i>	200·5

TABLA 19. DIMENSIONES DE CADA GRUPO DE BARRAS DEL PÓRTICO ORIGINAL

8.1.2. Acto seguido, y habiendo comprobado los axiles soportados por cada barra, se crearán 15 grupos de barras para una mayor variabilidad de secciones en el pórtico, formado por un total de 194 barras en su versión original.

8.1.3. El siguiente paso será comprobar si la unión rígida entre soportes y viga ofrece una solución mejor, para ello se modelará un tercer apoyo que conecte el cordón interior de los soportes y el cordón inferior de la viga, tal y como ocurre en los pórticos rigidizados.

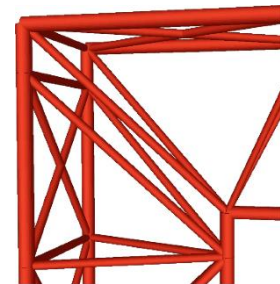


FIG. 72. UNIÓN RÍGIDA ENTRE CELOSÍAS

8.1.4. Posteriormente, y tras analizar la magnitud de los esfuerzos a los que está sometida cada barra, se procede a la eliminación de la serie de cruces que arriostran los dos cordones entre sí, sustituyéndolas por barras perpendiculares a estos.

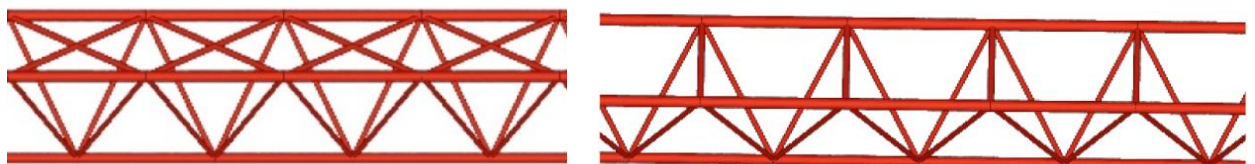


FIG. 73. DIFERENCIA ENTRE LA UNIÓN DE LOS CORDONES SUPERIORES DE LA VIGA EN LA CONFIGURACIÓN ORIGINAL (IZQUIERDA) Y LA NUEVA MODELIZACIÓN (DERECHA)

8.1.5. Se analizará también la posibilidad de eliminar las barras de unión entre celosías verticales o soportes y la celosía horizontal, eliminando de esta manera barras y generando una unión rígida.

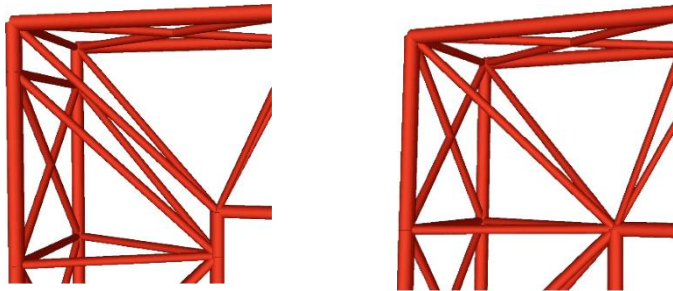


FIG. 74. DIFERENCIA ENTRE LA UNIÓN RÍGIDA MEDIANTE 3 APOYOS (IZQUIERDA) Y LA UNIÓN CONTINUA ENTRE CELOSÍAS PROPUESTA (DERECHA)

8.1.6. A continuación se realizarán comprobaciones con las celosías invertidas, como se muestra en la (Fig. 75).

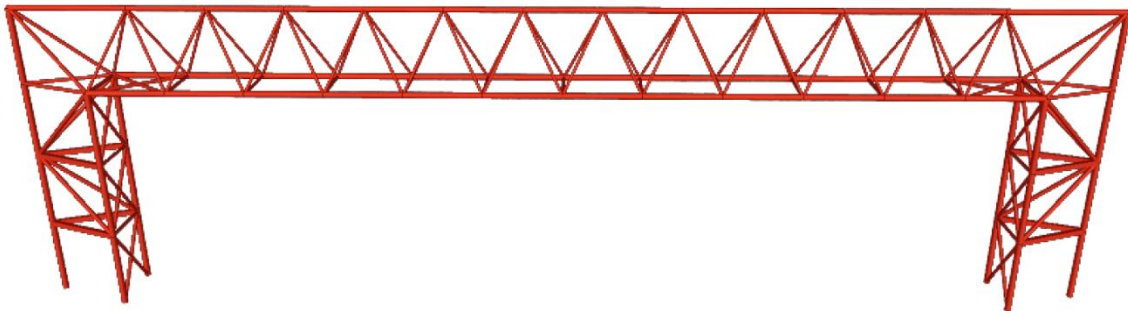


FIG. 75. EJEMPLO DE CONFIGURACIÓN CON CELOSÍAS INVERTIDAS.

Llegados a este punto, existe una combinación bastante amplia de posibilidades si combinamos los parámetros descritos anteriormente, como puede ser un pórtico con unión articulada y con eliminación de cruces de la viga, o un pórtico con unión rígida continua (sin apoyos viga-pilar) pero con cruces, una configuración con las celosías invertidas y unión articulada, etc.

Una vez analizadas todas estas configuraciones, procederemos a seleccionar las soluciones que hayan aportado mejores resultados para continuar estudiando estos pórticos. Entonces, en un segundo proceso de optimización en el que se pretende refinar los resultados, volveremos a aumentar el número de grupos de barras, lo que supondrá un mayor número de posibilidades para cada barra, es decir, antes cada grupo de barra estaba formado por varias barras con axiles similares, por tanto, el programa de optimización utilizado (VTAM) asignaba la misma sección para todo el grupo; ahora, si creamos tantos grupos como tipos de barras haya, conseguiremos acercarnos mucho más a la solución óptima e individualizada de cada barra.

8.2. Estudio detallado del pórtico original

Características del Pórtico base	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Articulada, 2 apoyos
Número de grupos de barras	6 (Fig. 60)
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	9481 kg

TABLA 20. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO BASE. ELABORACIÓN PROPIA.

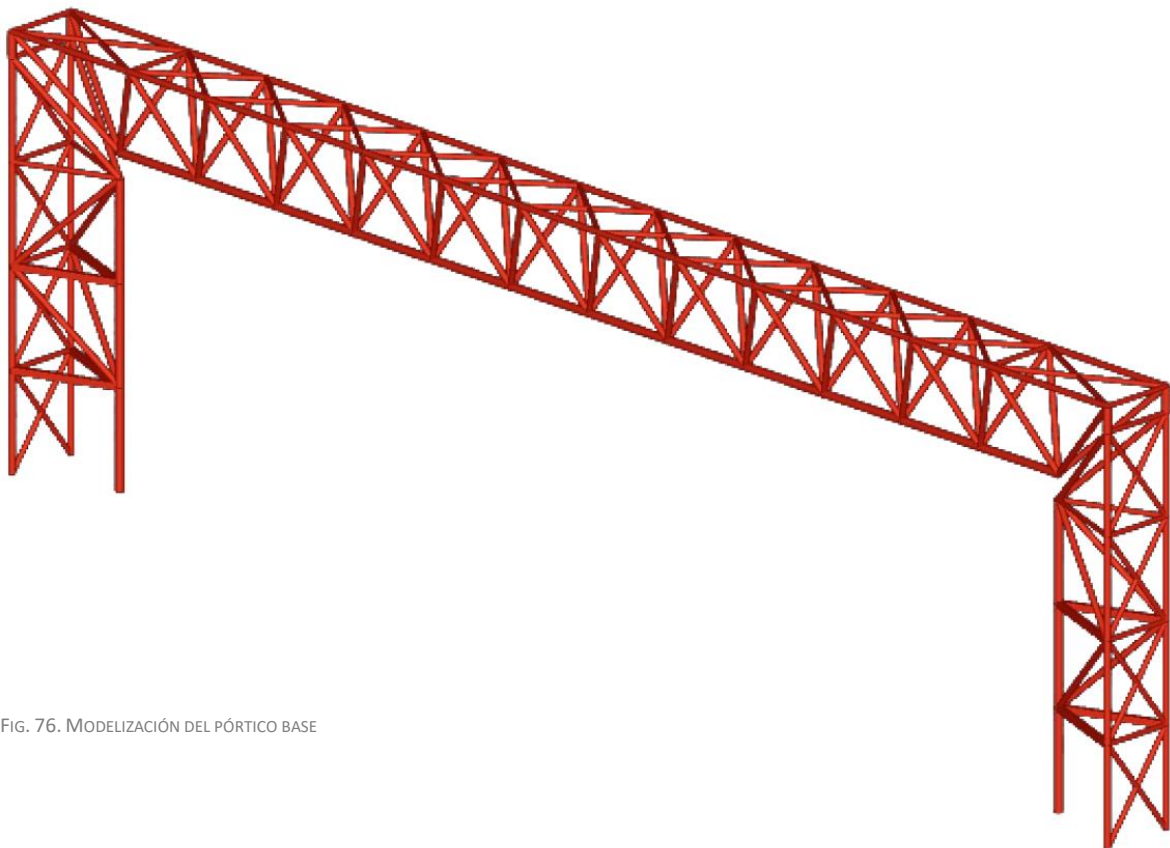


FIG. 76. MODELIZACIÓN DEL PÓRTICO BASE

Architrave permite visualizar mediante una escala cromática, el nivel de tensión que está soportando cada barra, permitiendo identificar rápidamente las barras que están sometidas a esfuerzos cercanos a su límite tensional, las que barras están trabajando a un porcentaje muy bajo de su capacidad o simplemente las barras que no cumplen con los requisitos impuestos.

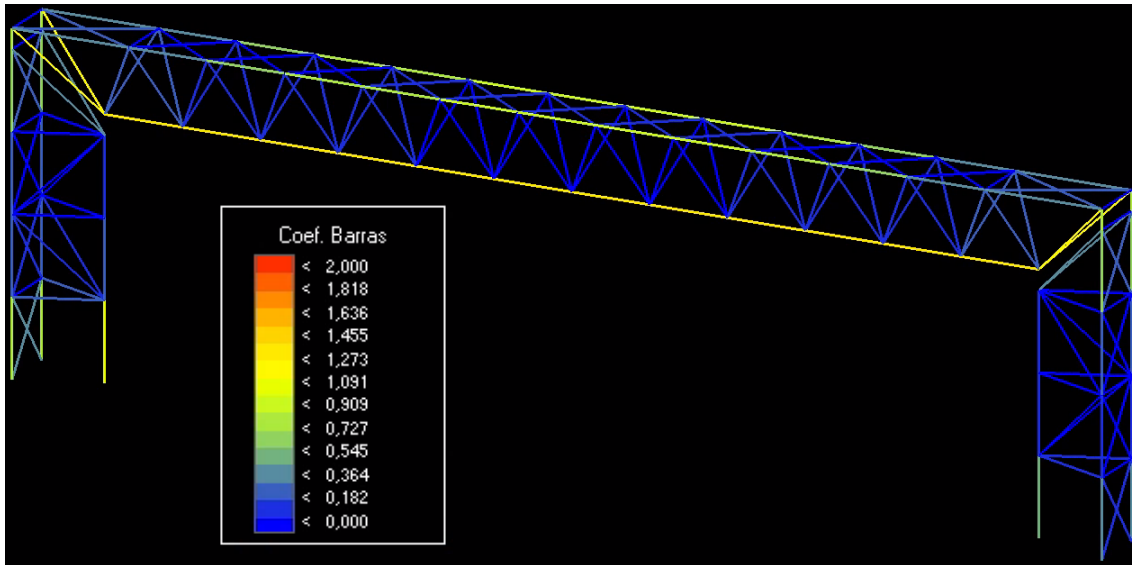


FIG. 77. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO EN EL PÓRTICO BASE

En la imagen anterior, concretamente en el gráfico central, se muestran los colores con los que se representan las barras según la tensión a la que están sometidas, siendo el azul oscuro (0,000) una carga nula o prácticamente nula y el amarillo (1,000) el límite admisible por esa barra, es decir, que está trabajando al 100% de su capacidad estructural. Toda barra con un color anaranjado o rojo estaría sometida a un esfuerzo mayor del que es capaz de soportar, tal y como indican los coeficientes de la gráfica en dichos colores.

Como se puede ver en el pórtico con las secciones obtenidas en el predimensionado, el color predominante es el azul, hay alguna barra verde y otras amarillas. Esto significa que la estructura es muy mejorable, pues gran parte está trabajando con un coeficiente muy bajo y por tanto se podría reducir el área de su sección y en consecuencia su peso.

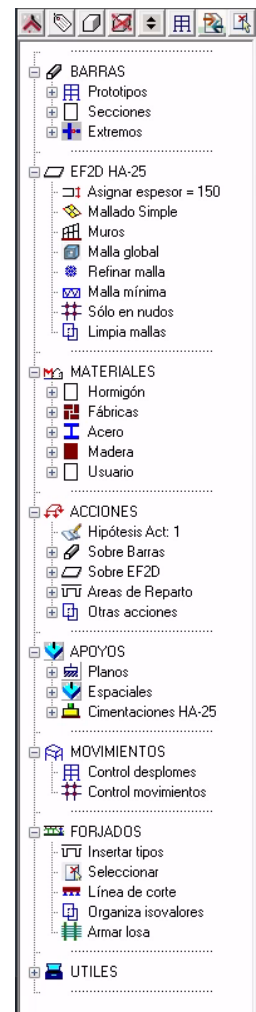
Esta herramienta permite saber qué barras conviene modificar y qué barras ya trabajan con un coeficiente cercano a 1, lo que ayudará en gran medida al proceso de optimización.

8.3. Descripción del proceso de optimización estructural

El proceso seguido comienza con la modelización en Autocad de la configuración a estudiar en cada momento. Cuando el modelo está terminado, se añaden todas las fuerzas y se crean tantas capas como grupos de barras existan, asignándole una a cada grupo. A través del módulo de diseño de Architrave se le asigna a cada barra el material, el tipo de sección que tiene y a continuación se exporta creando un archivo AVEX. Este nuevo archivo nos servirá para poder abrir el modelo en el módulo de cálculo de Architrave, donde se puede calcular y dimensionar la estructura para hacer las comprobaciones vistas en el apartado anterior. Además, este mismo archivo permitirá a la aplicación VTAM encontrar una mejor solución mediante un método heurístico, probando de manera aleatoria un número sustancial de configuraciones estructurales elegidas estratégicamente mediante una variación de los valores de los parámetros con el objeto de aproximarse progresivamente hacia la configuración óptima. Junto a este archivo del modelo, se incluirá un documento de texto que especifique las secciones que debe utilizar para cada prueba, el material con el que deberá hacerlas, los movimientos máximos permitidos y otros parámetros relacionados con la manera de trabajar del propio programa.

El programa devuelve, entre otros, un archivo AVE donde está modelizada la estructura con la mejor configuración encontrada, que será la que se analizará en Architrave y se comparará con la original. Esta comparación permitirá saber si los cambios realizados respecto al pórtico original tienen sentido y reducen el peso total o si por el contrario se obtienen soluciones más pesadas. [15]

FIG. 78. HERRAMIENTAS DEL MÓDULO DE DISEÑO DE ARCHITRAVE



Vast Territories Aerial Mapping (VTAM) es un algoritmo de optimización metaheurístico inspirado en la caracterización orográfica del paisaje. El levantamiento aéreo del territorio registra muchos aspectos del paisaje que son referencias útiles para impulsar la búsqueda de configuraciones óptimas de muchos problemas de ingeniería. El objetivo que se persigue es encontrar el camino a seguir a lo largo de una determinada orografía (compuesta por cerros, valles, ríos, lagos, orillas del mar, desniveles, altitudes, ...) para llegar al lugar que mejor encaje con un único objetivo o un propósito de objetivos múltiples. La eficacia de este algoritmo ha sido probada resolviendo funciones matemáticas y problemas de diseño estructural bien conocidos, en particular los relacionados con el diseño de estructuras compuestas por elementos lineales siguiendo geometrías 2D o 3D, como cerchas o pórticos rígidos, y fabricados en acero o RC. [16] [17] [18] [19]

8.4. Proceso de optimización

A continuación se detalla, de forma esquemática, el proceso seguido en esta fase para la obtención de las soluciones descritas posteriormente.

Modelo de partida: Pórtico Original	Modelos con 15 grupos de barras	Pórtico_UA_15G	Unión Articulada y 15 Grupos
		Pórtico_UR3_15G	Unión Rígida 3 apoyos y 15 Grupos
		Pórtico_UR3_15_SC	Unión Rígida 3 apoyos, 15 Grupos y Sin Cruces
		Pórtico_URC_15G	Unión Rígida Continua y 15 Grupos
		Pórtico_URC_15G_SC	Unión Rígida Continua 15 Grupos y Sin Cruces
		Pórtico_CG3_15G	Celosía Girada 3 apoyos y 15 Grupos
		Pórtico_CGC_15G	Celosía Girada Continua y 15 Grupos
	Variación de modelos anteriores, con más grupos de barras	Pórtico_UR3_+G	Unión Rígida y 3 apoyos
		Pórtico_URC_+G	Unión Rígida Continua
		Pórtico_CG3_+G	Celosía Girada y 3 apoyos
		Pórtico_CGC_+G	Celosía Girada Continua
	Fuerzas puntuales en los nudos	Pórtico_UR3_FN	Unión Rígida y 3 apoyos
		Pórtico_CGC_FN	Celosía Girada Continua

FIG. 79. ESQUEMA RESUMEN DE LAS PRIMERAS FASES

El nombre de cada pórtico lleva, de manera comprimida, alguna referencia en forma de iniciales, números y/o símbolos que describen alguna característica definitoria de cada caso. Estas abreviaturas se separan por guiones bajos cuando hacen referencia a características distintas, estos son algunos ejemplos:

UR3: Unión Rígida con 3 apoyos entre celosías.

URC: Unión Rígida Continua (solape de barras en la unión entre celosías).

CG3: Celosías Giradas con 3 apoyos entre celosías.

+G: Tanto grupos como tipos de barras tenga la estructura (+ grupos)

FN: Fuerzas en los Nudos

8.4.1. Fase inicial.

Se analizarán distintas configuraciones con variaciones respecto al inicial y creando 15 grupos de barras en lugar de 6 como en el pórtico original.

-Pórtico_UA_15G (Unión Articulada y 15 Grupos de barras)

En este pórtico la única modificación con respecto al original es la creación de más grupos de barras. Se han analizado uno a uno los axiles a los que estaban sometidas las barras, de este modo se han creado grupos de barras con geometrías, disposiciones y esfuerzos similares.

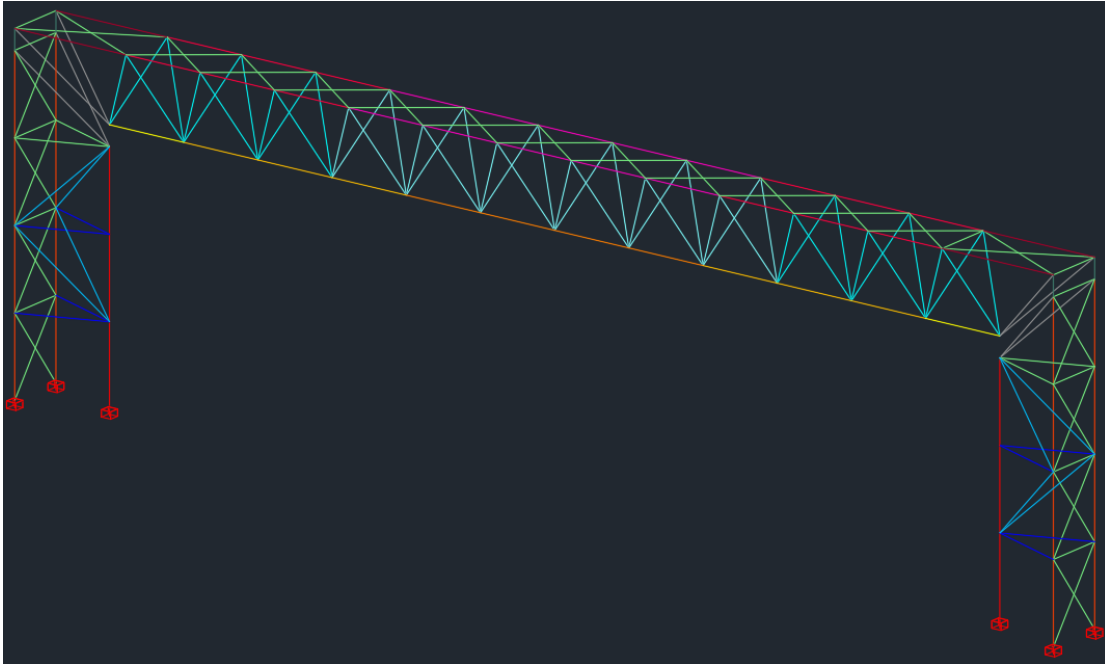


FIG. 81. MODELO TRIDIMENSIONAL DEL PÓRTICO TIPO CON DIFERENCIACIÓN POR COLORES DE LOS 15 GRUPOS DE BARRAS

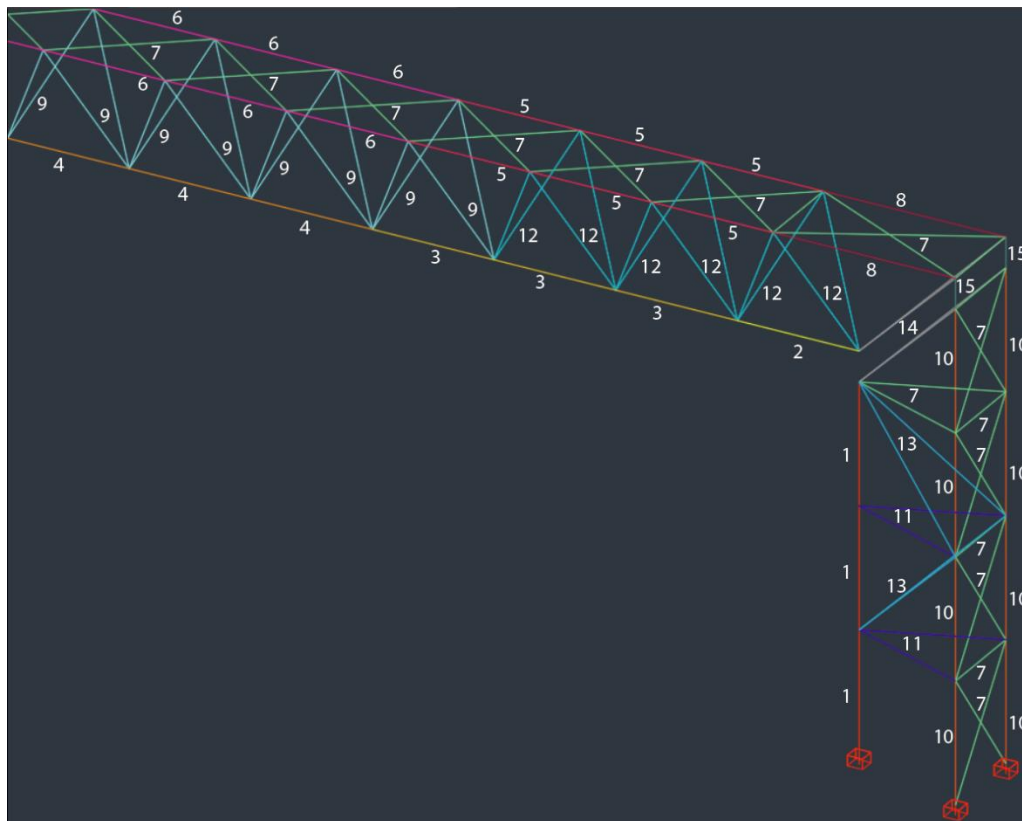


FIG. 80. NUMERACIÓN DE LOS GRUPOS DE BARRAS

Características del Pórtico_UA_15G	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Articulada, 2 apoyos
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	4794 Kg

TABLA 21. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_UA_15G

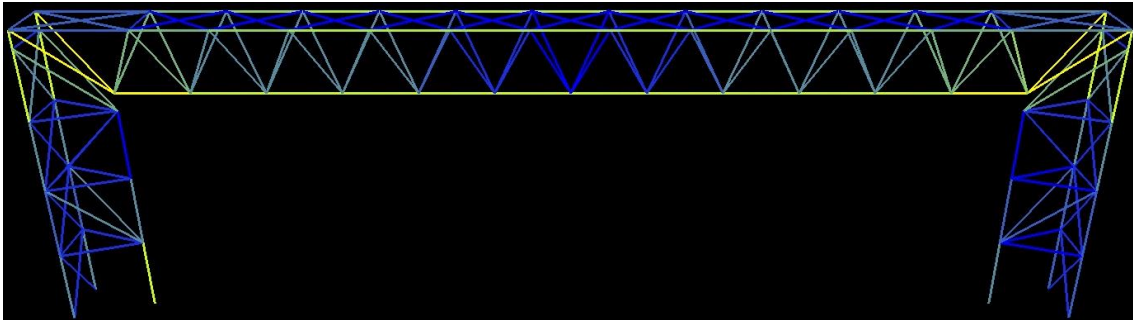


FIG. 82. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_UA_15G

En este caso, el color azul deja de ser tan predominante, lo que significa que la creación de más grupos ha aproximado algunas barras a su sección óptima. Dicha sección sería la que soporta el esfuerzo solicitado con un coeficiente de cumplimiento igual a 1.

La creación de más grupos deja abierta la posibilidad de utilizar distintos diámetros exteriores en un mismo tren de barras, lo que genera una discontinuidad dimensional que puede verse enfrentada con la componente estética de la estructura vista. Estas diferencias, si son muy acusadas, deberán resolverse una vez obtenida la solución definitiva, aunque aumente ligeramente el peso obtenido.

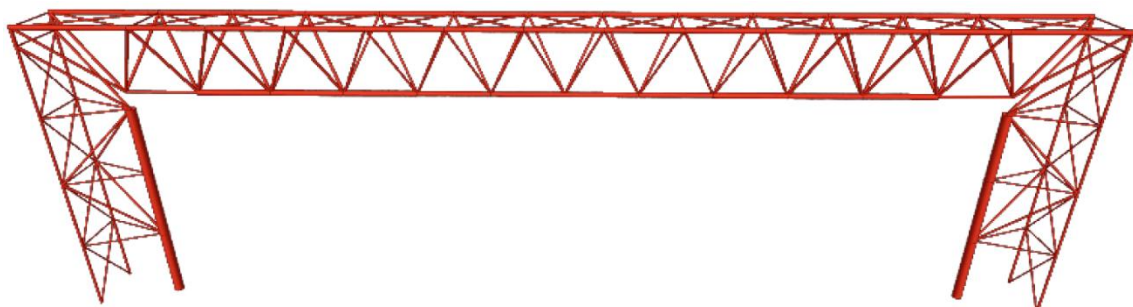


FIG. 83. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_UA_15G

•Pórtico_UR3_15G (Unión Rígida con 3 apoyos y 15 Grupos de barras)

Características del Pórtico_UR3_15G	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida, 3 apoyos
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3869 kg

TABLA 22. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_UR3_15G

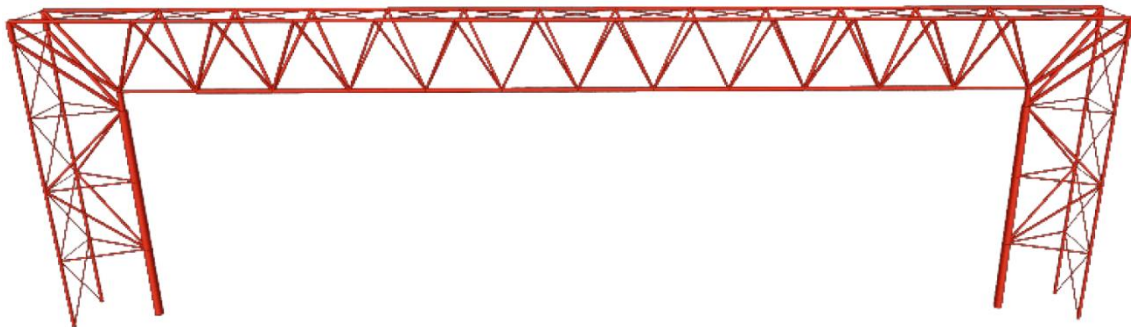


FIG. 84. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_UR3_15G

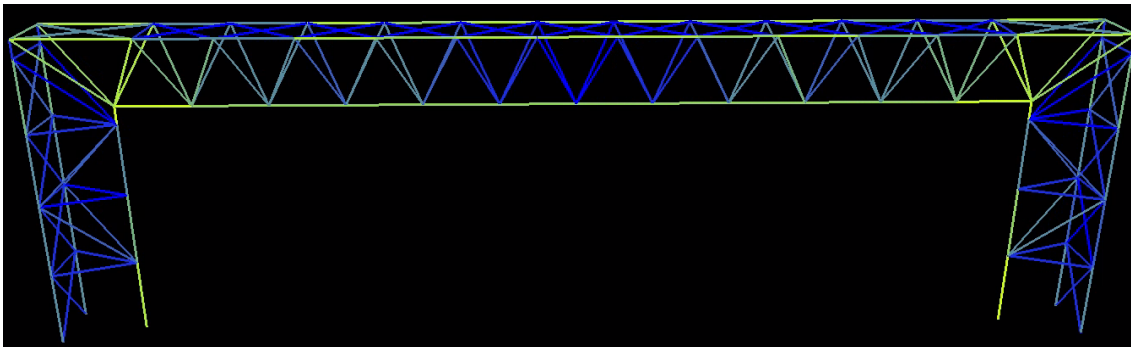


FIG. 85. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_UR3_15G

·Pórtico_UR3_15G_SC (Unión Rígida con 3 apoyos, 15 Grupos de barras y Sin Cruces)

En este pórtico la diferencia recae en las cruces que unen ambos cordones superiores de la viga, al estar comprimidos tienden a pandear y abrirse, (Fig. 86) por ello necesitan estar arriostrados entre sí. Sin embargo, las cruces son sustituidas por barras perpendiculares a los cordones, arriostrados cada 2,4 metros, lo que reduce la longitud de barras dedicadas a arriostrar los cordones y mantiene la simetría y la función.

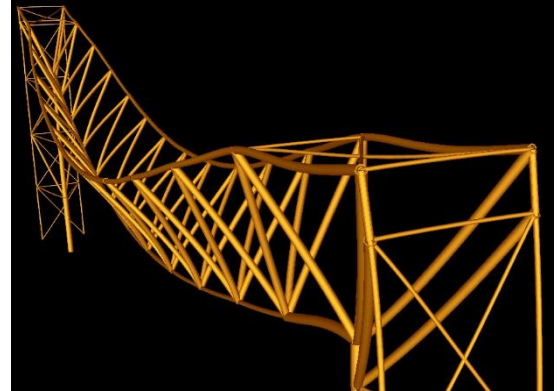


FIG. 86. DEFORMADA DE LA CERCHA SIN ARRIOSTRAMIENTO ENTRE CORDONES SUPERIORES.

Características del Pórtico_UR3_15G_SC	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida, 3 apoyos
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3715 kg

TABLA 23. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_UR3_15G_SC

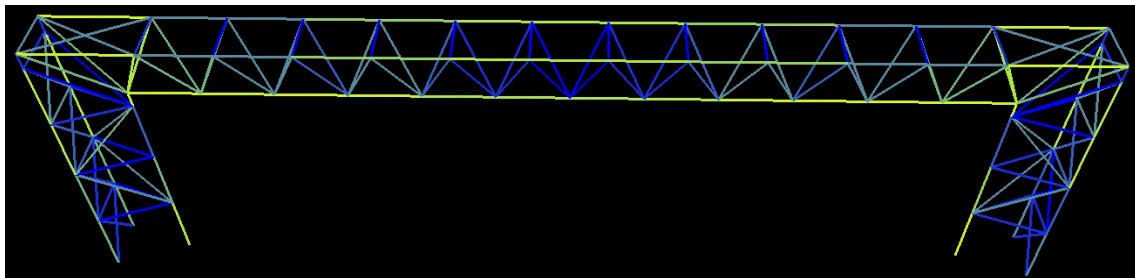


FIG. 87. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_UR3_15G_SC

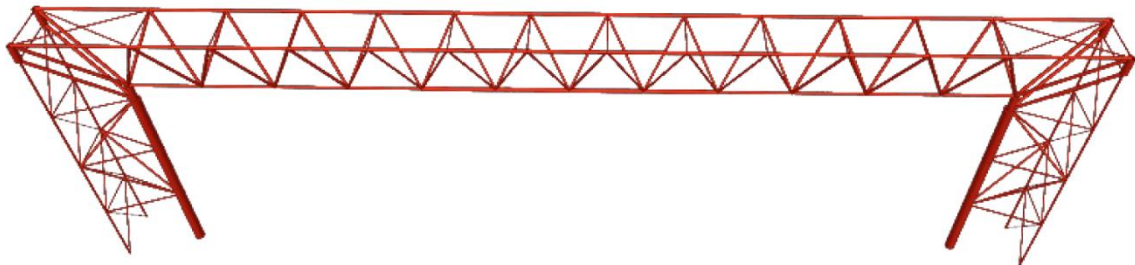


FIG. 88. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_UR3_15G_SC.

-Pórtico_URC_15G (Unión Rígida Continua y 15 Grupos de barras)

En esta configuración se eliminan las uniones entre la celosía horizontal y los soportes, y, además, ambos tipos de cerchas pasan a compartir las diagonales extremas, de manera que se reduce el número de barras (Fig. 67).

Características del Pórtico_URC_15G	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida y continuidad entre celosías
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3650 kg

TABLA 24. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_URC_15G

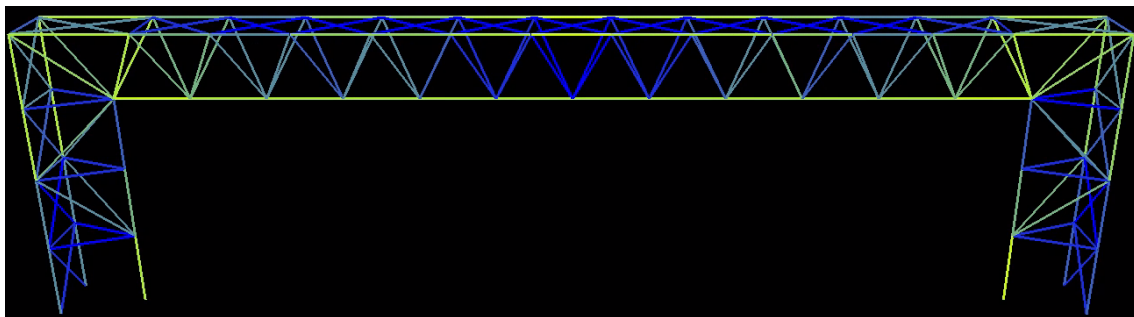


FIG. 90. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_URC_15G

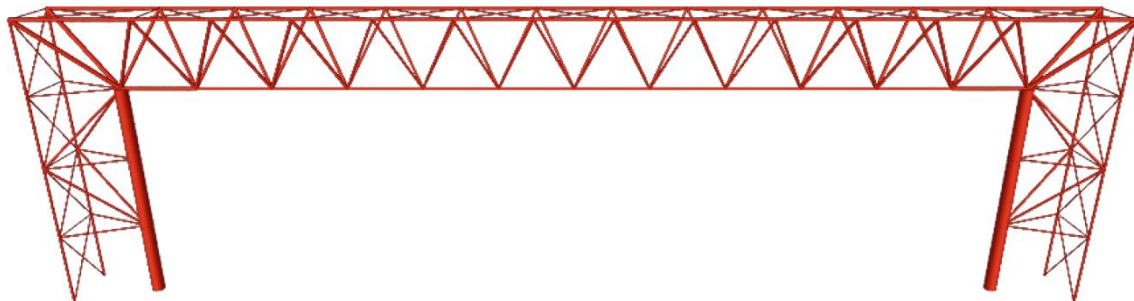


FIG. 89. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_URC_15G

-Pórtico_URC_15G_SC (Unión Rígida Continua, 15 Grupos de barras y Sin Cruces)

En este caso la unión entre las cerchas espaciales es igual que en el Pórtico_URC_15G pero los cordones comprimidos de la viga están arriostrados por barras perpendiculares a estos en vez de por cruces, como en el Pórtico_UR3_15G_SC.

Características del Pórtico_URC_15G_SC	
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida y continuidad entre celosías
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3517 kg

TABLA 25. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_URC_15G_SC

·Pórtico_CG3_15G (Celosías Giradas con 3 apoyos y 15 Grupos de barras)

Esta configuración supone un cambio más notable en su geometría, las celosías se invierten y pasan a tener 1 cordón superior comprimido y 2 cordones inferiores traccionados en el caso de la viga. Se mantiene una unión rígida con 3 apoyos en forma de barras de 60cm como en casos anteriores.

Características del Pórtico_CG3_15G	
Geometría	Celosías invertidas
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida con 3 apoyos
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3642 kg

TABLA 26. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CG3_15G

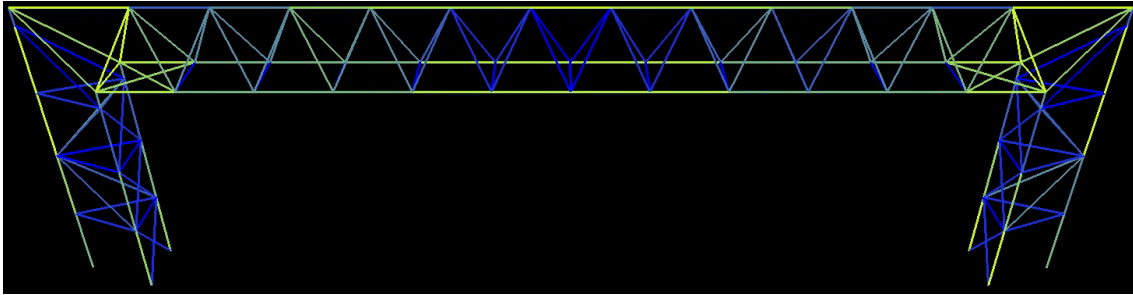


FIG. 91. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CG3_15G

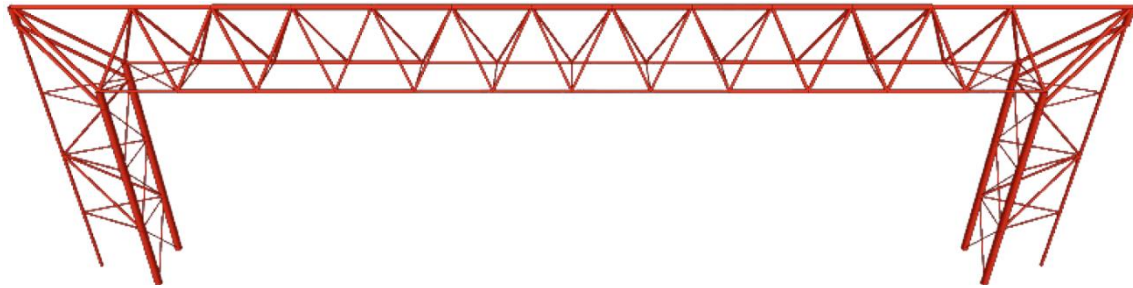


FIG. 92. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CG3_15G

-Pórtico_CGC_15G (Celosías Giradas Continuas con 15 Grupos de barras)

Este pórtico mantiene la geometría del Pórtico_CG3_15G, pero la unión entre celosías es, de nuevo, continua, eliminando los apoyos y unificando las diagonales extremas de la viga con las superiores de los soportes.

Características del Pórtico_CGC_15G	
Geometría	Celosías invertidas
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior
Tipo de unión	Rígida continua
Número de grupos de barras	15
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	3581 kg

TABLA 27. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CGC_15G

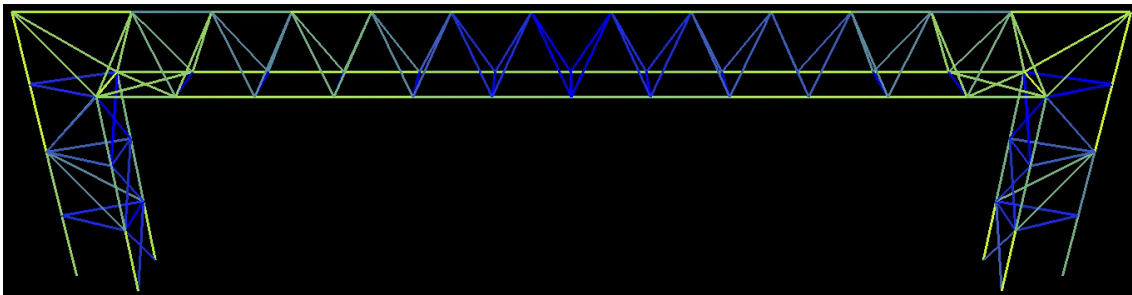


FIG. 93. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_15G

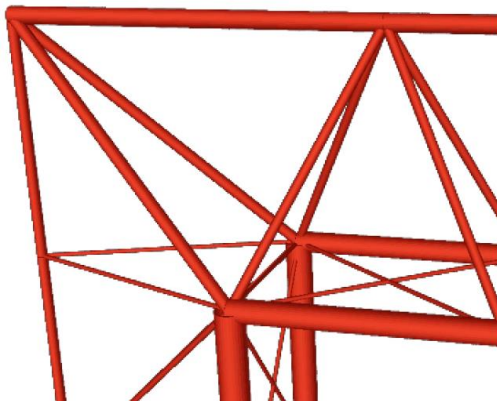


FIG. 94. DETALLE DE LA UNIÓN CONTINUA ENTRE CELOSÍAS

8.4.2. Primer resumen de resultados y fase de aumento de grupos.

Para ir acotando el proceso de búsqueda de la estructura óptima, se descartarán las configuraciones que ofrecen peores resultados con el fin de desarrollar más profundamente los modelos que han resultado tener unos pesos finales menores.

Para ello, se crearán tantos grupos de barras como tipos de barras haya en cada modelo, de esta manera el programa de búsqueda comprobará la sección óptima de cada barra de manera aislada y comprobando que cumpla dentro del conjunto del pórtico.

Este proceso conlleva un número de combinaciones mucho mayor que los realizados hasta ahora, pues pasamos de tener 15 grupos a tener entre 50 y 55 grupos de barras dependiendo del modelo.

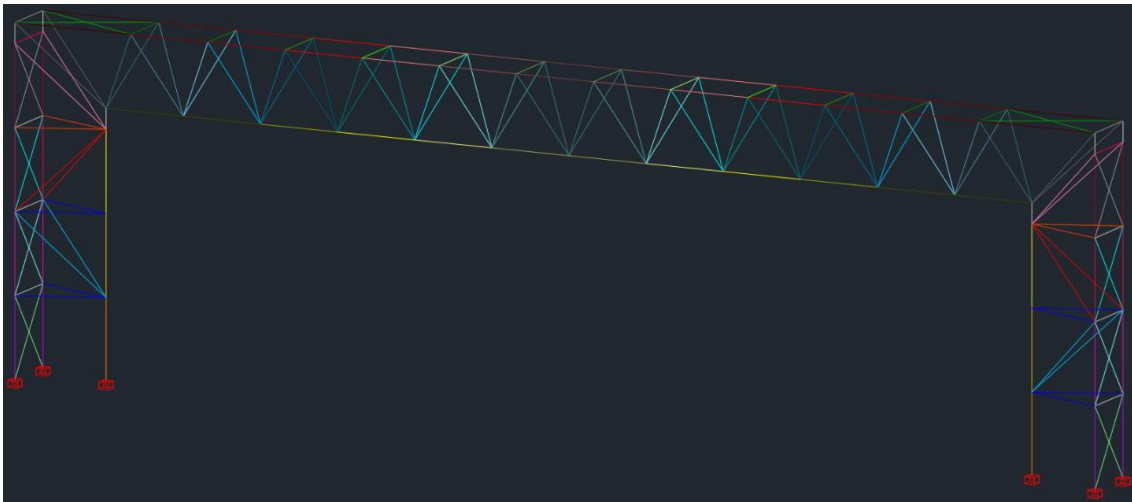


FIG. 95. MODELIZACIÓN 3D DE UN PÓRTICO CON UNIÓN RÍGIDA, 3 APOYOS Y ARRIOSTRAMIENTO CON BARRAS PARALELAS (PÓRTICO_UR3_+G). EN LA IMAGEN SE APRECIA LA DIFERENCIACIÓN DE LOS GRUPOS DE BARRAS MEDIANTE COLORES, EN ESTE CASO HAY 54 GRUPOS DE BARRAS.

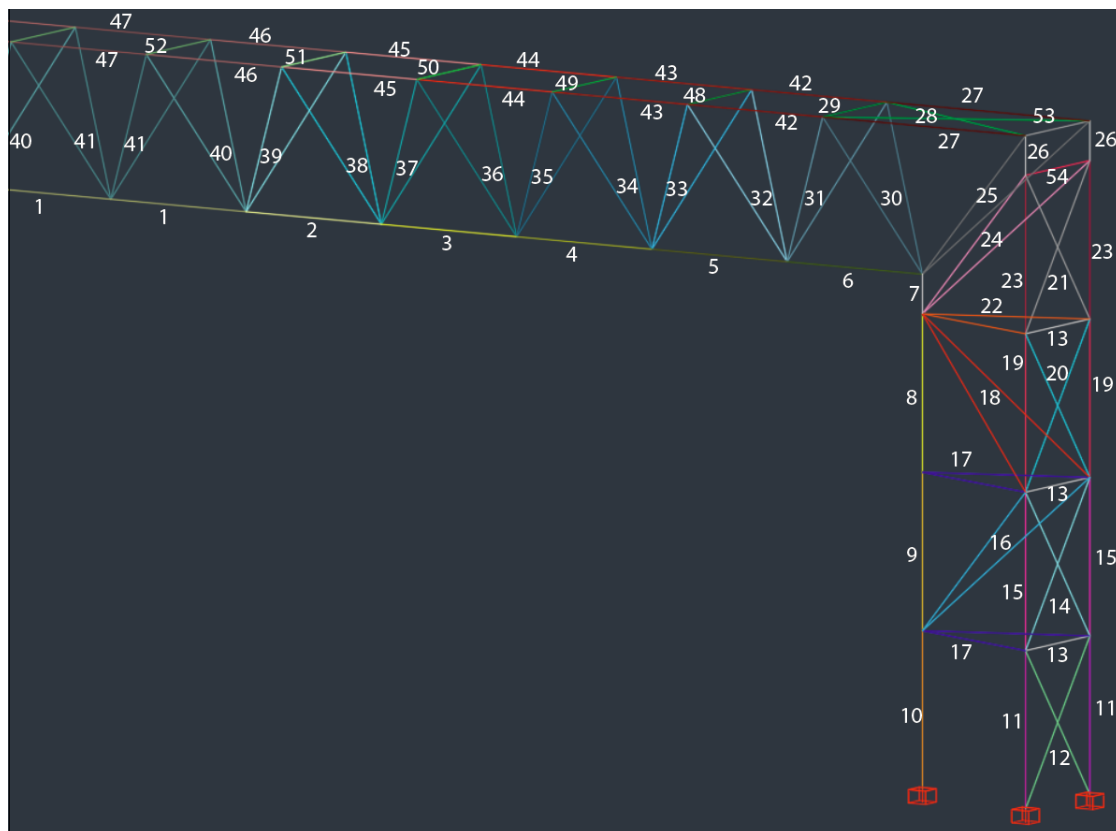


FIG. 96. MODELIZACIÓN 3D DEL PÓRTICO_UR3_+G CON DIFERENCIACIÓN DE LOS GRUPOS DE BARRAS MEDIANTE NÚMEROS, EN ESTE CASO HAY 55 GRUPOS DE BARRAS.

Se han seleccionado los pórticos UR3_15G_SC, URC_15G_SC, CG3_15G y CGC_15G para continuar el proceso de optimización mediante la creación de más grupos de barras. Para ello simplemente se le asignará a cada barra su grupo correspondiente y se introducirá el nuevo modelo en el programa de optimización, sin realizar ningún cambio en su geometría.

En la siguiente tabla se pueden comprobar los cambios sustanciales que se obtienen de la organización de las barras en muchos más grupos.

Modelos con 15 grupos	Peso total	Modelos con tantos grupos como tipos de barras	Peso total
Pórtico_UR3_15G_SC	3715kg	Pórtico_UR3_+G	2732kg
Pórtico_URC_15G_SC	3517kg	Pórtico_URC_+G	2911kg
Pórtico_CG3_15G	3641kg	Pórtico_CG3_+G	3502kg
Pórtico_CGC_15G	3581kg	Pórtico_CGC_+G	2725kg

TABLA 28. COMPARATIVA DE PESOS TOTALES ENTRE LOS MODELOS CON 15 GRUPOS DE BARRAS Y LOS MODELOS CON 50/55 GRUPOS DE BARRAS.

UR3+G: (Unión Rígida con 3 apoyos +Grupos)

URC+G: (Unión Rígida Continua +Grupos)

CG3+G: (Celosías Giradas con 3 apoyos +Grupos)

CGC+G: (Celosías Giradas Continuas +Grupos)

+G: Se crean tantos grupos como tipos de barras tenga la estructura, no se especifica un número porque no es el mismo para todas las configuraciones.

Los resultados obtenidos tras analizar los modelos con más grupos evidencian que se producen mejoras sustanciales en el peso final de la estructura, llegando hasta casi los 1000kg de diferencia en el caso del paso del Pórtico_UR3_15G_SC al Pórtico_UR3_+G.

En las siguientes figuras se puede observar como en los pórticos formados por más grupos de barras (pórtico inferior de cada imagen) la gama de colores de las barras se aproxima mucho más al verde, es decir, a un coeficiente de cumplimiento cercano a 1, mientras que en los pórticos con 15 grupos (pórtico superior de cada imagen) todavía hay muchas barras en color azul, con coeficiente de cumplimiento próximos a 0.

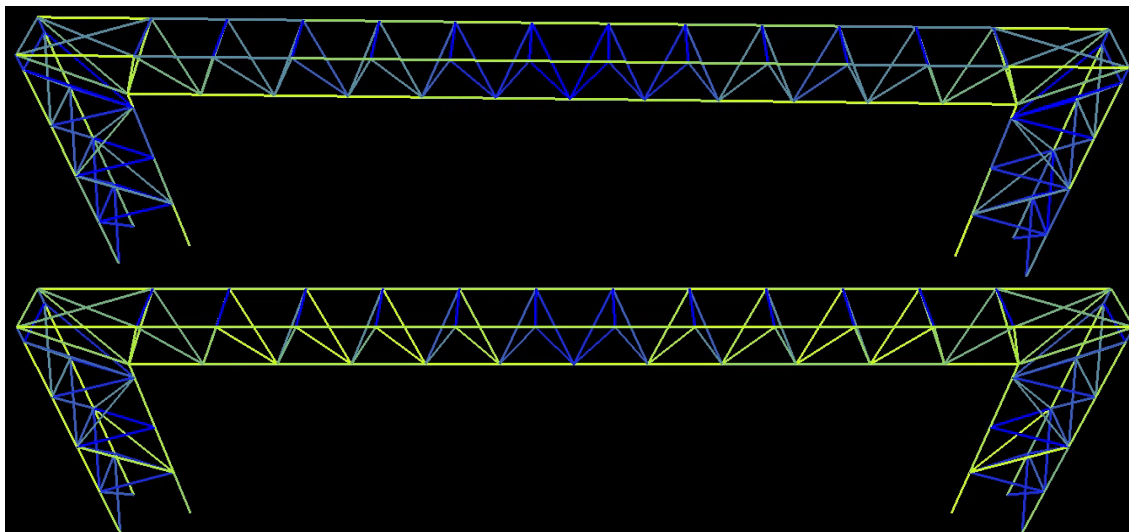


FIG. 97. COMPARATIVA ENTRE COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_UR3_15G_SC (ARRIBA) Y EL PÓRTICO_UR3_+G (ABAJO).

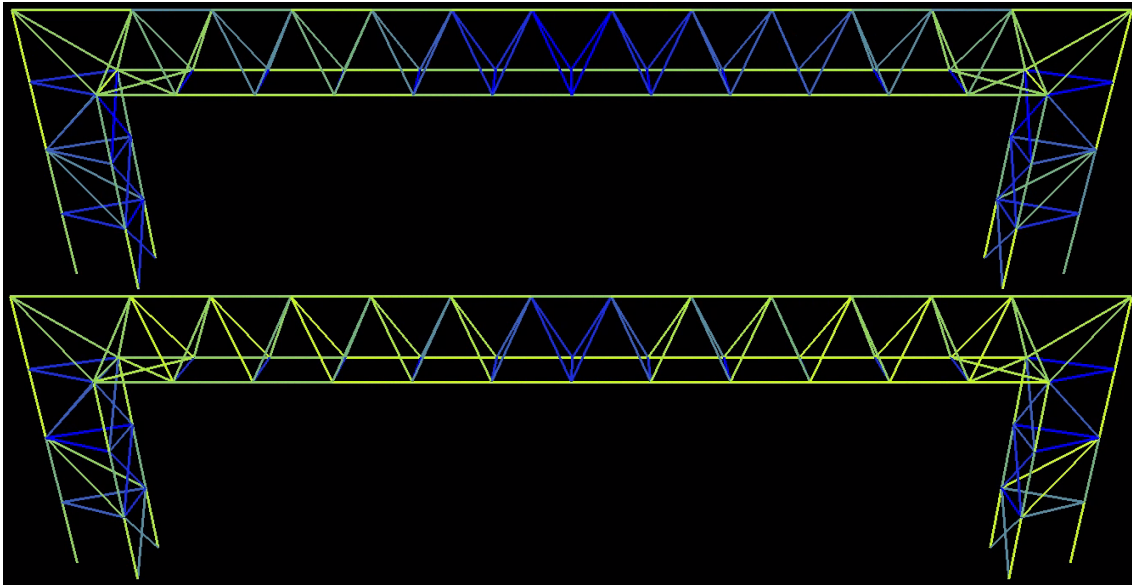


FIG. 98. COMPARATIVA ENTRE COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_15G (ARRIBA) Y EL PÓRTICO_CGC_+G (ABAJO).

Otro de los parámetros para tener en cuenta a la hora de valorar las soluciones obtenidas es el tiempo de cálculo empleado por el programa de optimización. La diferencia entre el número de combinaciones de un modelo con 15 grupos y un modelo con 55 grupos es notable, pues el programa puede probar todos los tipos de secciones para cada grupo de barras.

Para hacer esta comprobación, se han lanzado de manera aislada, para que no coincidan distintos trabajos en el proceso de cálculo, los pórticos UR3_15G_SC y UR3_+G, con exactamente la misma geometría y número de barras, pero agrupadas en 15 grupos en el caso del Pórtico_UR3_15G_SC y en 55 grupos en el caso del Pórtico_UR3_+G.

Una vez obtenidos los resultados, el programa detalla la información del proceso y, entre otros muchos datos, el tiempo de cálculo empleado para la obtención del resultado final. En las siguientes imágenes se puede ver la diferencia de tiempo entre ambos procesos de cálculo.

Duración total: 5 m 41 s
 Tiempo total acumulado en trabajos: 18 m 48 s
 Tiempo total acumulado de CPU: 16 m 19 s

FIG. 100. TIEMPOS EMPLEADOS PARA EL CÁLCULO DEL PÓRTICO_UR3_15G_SC

Duración total: 33 m 56 s
 Tiempo total acumulado en trabajos: 2 h 4 m 59 s
 Tiempo total acumulado de CPU: 2 h 2 m 38 s

FIG. 99. TIEMPOS EMPLEADOS PARA EL CÁLCULO DEL PÓRTICO_UR3_+G

Como se observa en las capturas, la diferencia en el tiempo empleado para la obtención de ambos resultados es significativa, pero hay que tener en cuenta dos factores:

-Reducción del peso total. La diferencia entre el peso obtenido en el Pórtico_UR3_15G_SC (3715 kg) y el del Pórtico_UR3_+G (2732 kg) es de 983 kg, que además se multiplica por 25 si tenemos en cuenta todos los pórticos tipo de la estructura del edificio, lo que supondría una diferencia total de 24575 kg de acero. Esta reducción ya es motivo suficiente para afirmar que el aumento del número de grupos merece la pena, pues el ahorro económico y de material compensa enormemente la diferencia de tiempo empleado.

-Aprovechamiento del tiempo de cálculo. Aunque la diferencia del tiempo de cálculo es acusada, este tiempo no es un tiempo perdido, sino que mientras el programa realiza esa búsqueda de la solución óptima, el alumno, en este caso, es capaz de utilizar ese tiempo de espera para la modelización de otras configuraciones. En definitiva, la espera de los resultados de los pórticos con 50 o 55 grupos de barras vale totalmente la pena en vista de los resultados obtenidos.

8.4.3. Fase de redistribución de fuerzas.

En esta parte del proceso de optimización se han seleccionado los dos pórticos con mejores resultados, es decir, el Pórtico_UR3_+G y el Pórtico_CGC_+G, con unos pesos totales de 2732kg y 2725kg respectivamente, y se van a analizar modificando los puntos de transmisión de cargas. En los casos anteriores las cargas puntuales, en el caso de los cordones horizontales superiores se transmitían cada 1,2m, es decir, la mitad recaía sobre nudos y la otra mitad sobre los puntos medios de las barras. Para reducir los esfuerzos cortantes y los momentos flectores de estas barras y poder reducir así el área de su sección, se comprobarán los mismos pórticos con las fuerzas puntuales colocadas de tal manera que todas recaigas sobre los nudos.

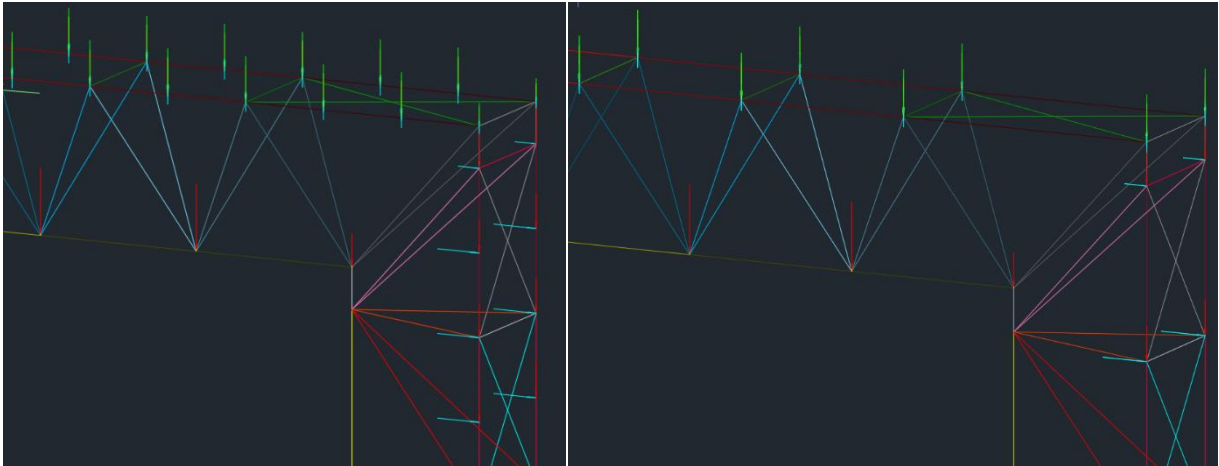


FIG. 101. DIFERENCIA EN EL REPARTO DE CARGAS ENTRE EL PÓRTICO_UR3_+G (IZQUIERDA) Y EL PÓRTICO_CGC_+G (DERECHA)

Esta modificación de los puntos de transmisión de cargas supone una separación mayor entre fuerzas en los cordones superiores de la viga y exteriores de los soportes, lo que obligaría a cambiar el sistema de paneles de revestimiento exterior. Los paneles miden 1,2x1,8m, y en este caso deberían medir 2,4x1,8m, es decir, el doble, o, por el contrario, crear una subestructura que reparta las cargas y las transmita directamente a los nudos.

En cualquier caso, las soluciones constructivas son viables, por lo que se va a proceder al cálculo y posteriormente se valorará si la mejora es significativa y merecedora del cambio en el diseño del revestimiento exterior.



FIG. 102. DETALLE DE LOS PANELES DE CUBIERTA Y APOYOS CADA 1,2M EN EL PUNTO MEDIO Y EN EL EXTREMO DE CADA BARRA DE LOS CORDONES SUPERIORES DE LA VIGA.

A partir de este punto, todas las configuraciones tendrán tantos grupos de barras como tipos haya, por tanto, se elimina el "+G" y solo se incluirán en los nombres referencias a características que los diferencien entre sí.

-Pórtico_UR3_FN (Unión Rígida con 3 apoyos y Fuerzas en los Nudos)

Esta configuración se obtiene de modificar el Pórtico_UR3_+G (Unión rígida entre cerchas con 3 apoyos, 55 grupos de barras, 2,4m de canto de celosía y cargas en cubierta cada 1,2m) colocando las cargas sobre los nudos. Simplemente con la modificación de las cargas el resultado mejora desde los 2732kg en el Pórtico_UR3_+G a los 2569kg en el Pórtico_UR3_FN.

Características del Pórtico_UR3_FN	
Tipo de cargas	Puntuales cada 2,4m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Rígida, 3 apoyos
Número de grupos de barras	55
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	2569 kg

TABLA 29. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_UR3_FN

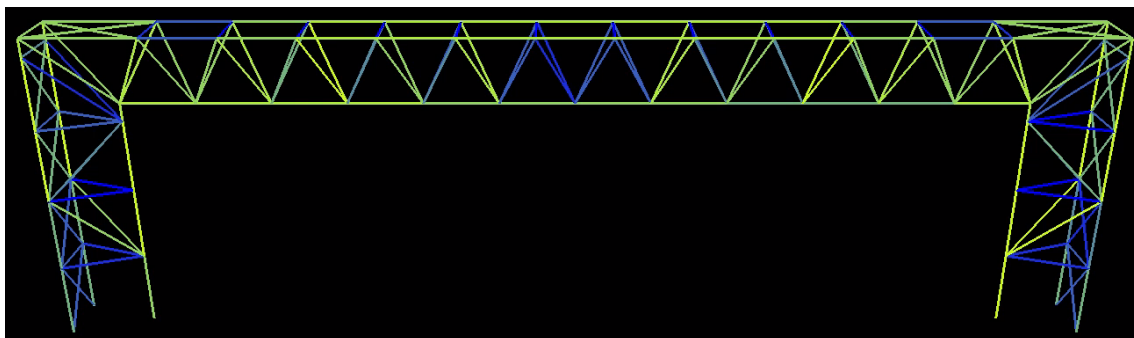


FIG. 103. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_UR3_FN

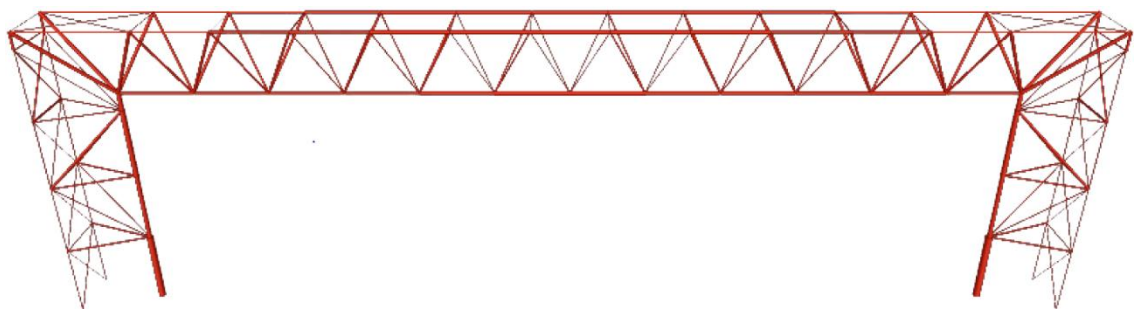


FIG. 104. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_UR3_FN

-Pórtico_CGC_FN (Celosía Girada Continua con Fuerzas en los Nudos)

Esta configuración se obtiene de modificar el Pórtico_CGC_+G (Celosías invertidas, unión rígida sin apoyos, 50 grupos de barras, 2,4m de canto de celosía y cargas en cubierta cada 1,2m) colocando las cargas sobre los nudos. Simplemente con la modificación de las cargas el resultado mejora desde los 2725kg en el Pórtico_CGC_+G a los 2529kg en el Pórtico_CGC_FN.

Características del Pórtico_CGC_FN	
Tipo de cargas	Puntuales cada 2,4m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Continua, sin apoyos
Número de grupos de barras	50
Canto celosías	2,4 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)
Peso total	2529 kg

TABLA 30. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CGC_FN.

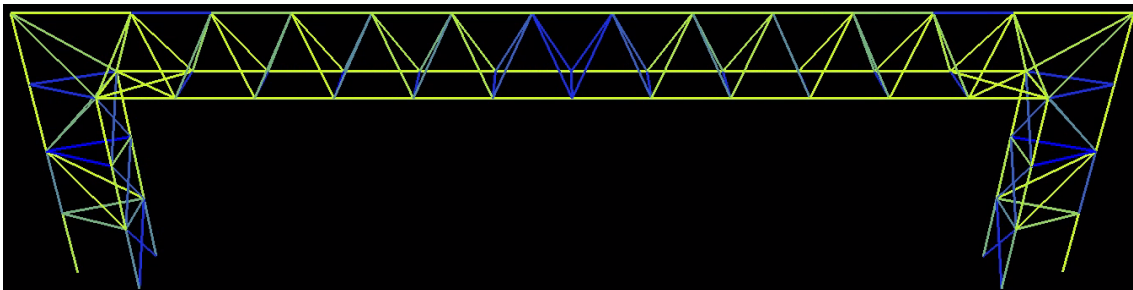


FIG. 105. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_FN

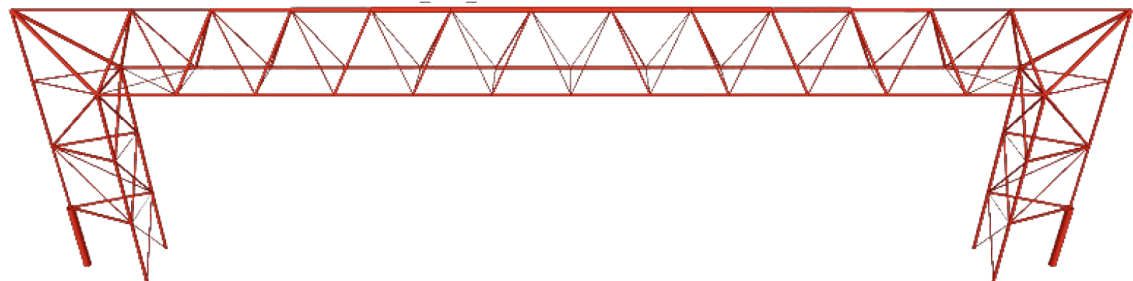


FIG. 106. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_FN

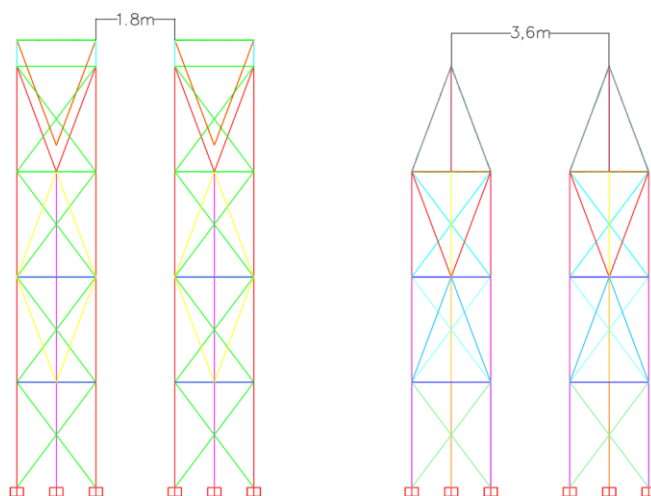


FIG. 107. COMPARATIVA DE LA DISTANCIA ENTRE CORDONES SUPERIORES EN EL PÓRTICO TIPO Y EN EL PÓRTICO CON CELOSÍAS INVERTIDAS

Uno de los inconvenientes de esta configuración es la separación entre cordones superiores de cubierta, al haber solamente uno por pórtico, la separación entre ellos es del doble, 3,6m en lugar de 1,8m, obligando a multiplicar por 4 el tamaño de los paneles originales de 1,2x1,8m, que ahora tendrían unas dimensiones de 2,4x3,6m. La otra solución es la de la subestructura de reparto ya comentada anteriormente.

Vista la diferencia de pesos finales entre las configuraciones con cargas en los nudos y las que tienen las cargas cada 1,2m, se decide que el aumento de tamaño de los paneles es totalmente asumible para una supuesta construcción desde cero. Por tanto, el proceso de optimización continúa tomando como mejores soluciones los pórticos **_UR3_FN** y **_CGC_FN**, que son los que han resultado tener unos pesos totales inferiores.

8.4.4. Definición de la fase de búsqueda de la configuración óptima.

En esta parte del proceso se van a introducir nuevas modificaciones:

-Distintos tipos de acero. Se comprobará cada nueva configuración con el acero S275 como hasta ahora y además con el acero S235 y el S355.

Se especificará el tipo de acero en el nombre de cada pórtico de la siguiente manera: Pórtico_UR3_S235, Pórtico_CGC_S355, etc.

-Variación del canto de las celosías. Para cada tipo de acero se crearán 7 configuraciones con cantos distintos, para ello se reducirá y aumentará el canto de la viga y de los soportes en 20, 10 y 5 cm, además de la configuración original de 2,4m.

Para diferenciar las configuraciones con distintos cantos se emplearán las abreviaturas -20, -10, -5, +5, +10, +20, por ejemplo: Pórtico_UR3_S235_-20, Pórtico_CGC_S355_+5, etc.

Y en los casos en los que no se aumente ni reduzca el canto, simplemente no se añadirá ningún sufijo.

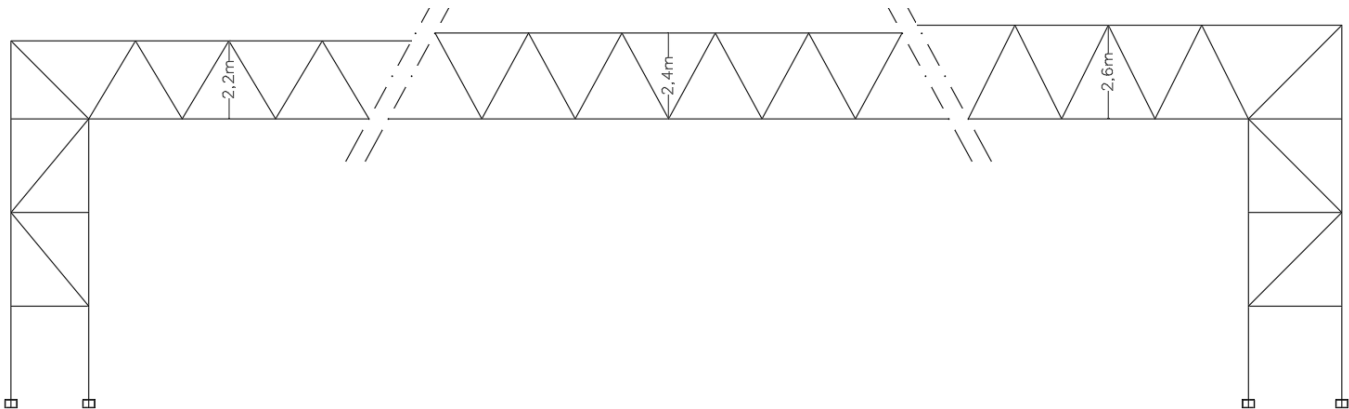


FIG. 108. ESQUEMA COMPARATIVO ENTRE CELOSÍAS CON DISTINTOS CANTOS. A LA IZQUIERDA LA MÁS PEQUEÑA, DE 2,2M; EN EL CENTRO LA ORIGINAL, DE 2,4M Y A LA DERECHA LA MÁS GRANDE, DE 2,6M

-Modificación del número de diagonales.

En el interior de la viga hay 24 pares de barras que unen los cordones inferiores con el cordón superior, dividiendo estos trenes de barras en segmentos de 2,4m de longitud. En esta fase del proceso se experimentará también con este número de diagonales, añadiendo y eliminando 4 pares en cada configuración, lo que dará como resultado trenes de barras con dos segmentos más o dos segmentos menos pero siempre manteniendo su luz interior de 28,8m.

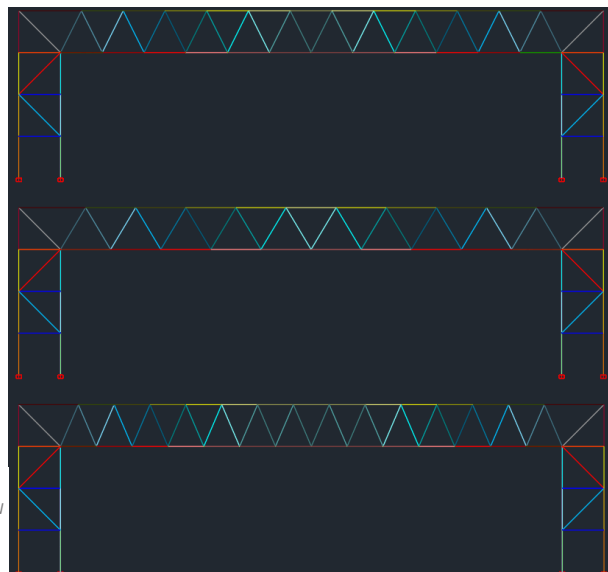


FIG. 109. COMPARATIVA ENTRE EL PÓRTICO_CGC_FN (ARRIBA), UNA CONFIGURACIÓN IGUAL, PERO CON MENOS DIAGONALES (CENTRO) Y OTRA CON MÁS DIAGONALES (ABAJO)

-Nuevos tipos de secciones. Además, en todas las configuraciones se añadirá la posibilidad de usar otro tipo de sección, la PH0 UNE Ic, que tiene las mismas características que la usada hasta ahora (PH0), es decir, perfiles tubulares circulares huecos, pero tiene un número de diámetros exteriores mucho mayor, al igual que más variedad de espesores de pared. Esto hace que el programa sea capaz de encontrar soluciones más ajustadas para cada barra, ya que hay muchas más áreas e inercias disponibles, aunque el proceso de cálculo puede ser más largo.

Como esta implementación se va a aplicar en todos los modelos realizados a partir de este punto, no se especificará en el nombre el nuevo tipo de sección disponible.

8.4.5. Proceso seguido en la fase de búsqueda de la configuración óptima.

Para aproximarse lo máximo posible a la solución óptima, se decide comprobar todas las configuraciones posibles con los parámetros indicados en el apartado anterior. Para ello, partiendo de un modelo base, en primer lugar, escogeremos un tipo de acero y crearemos los 7 modelos resultantes de la variación del canto de las celosías, obteniendo cantos de 2,2m, 2,3m, 2,35m, 2,4m, 2,45m, 2,5m y 2,6m.

Posteriormente, a partir cada una de estas 7 configuraciones se obtendrán 2 modelos más, uno con más diagonales y otro con menos, es decir, 14 pórticos, lo que hace un total de 21 modelizaciones para el primer tipo de acero.

Por último, se realizará el mismo proceso para los dos tipos de acero restantes, por lo tanto, obtendremos 63 configuraciones al final del proceso partiendo de un único pórtico.

Para poder abarcar todas las posibilidades se decide estudiar únicamente un pórtico de los dos seleccionados como mejores hasta el momento, que son el Pórtico_UR3_FN (2569kg) y el Pórtico_CGC_FN (2529 kg). El segundo, además de tener un peso menor, tiene unos trenes de barras más homogéneos, es decir, el diámetro exterior de las barras contiguas es, generalmente, más similar.

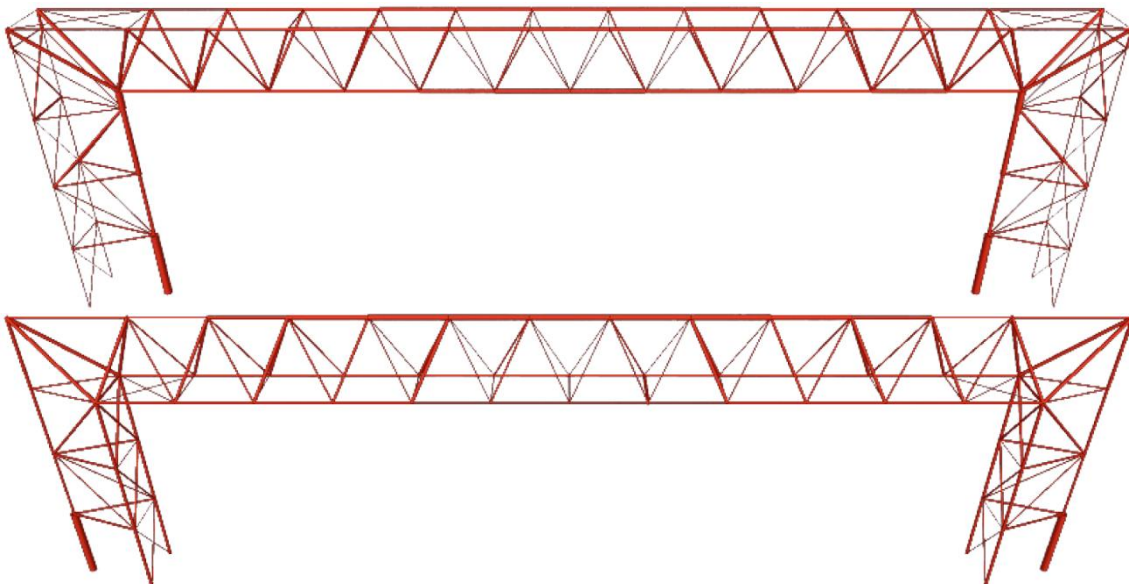


FIG. 110. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO__UR3_FN (ARRIBA) Y EL PÓRTICO_CGC_FN (ABAJO)

La solución del pórtico con celosías invertidas supone una variación formal significativa con respecto al modelo original, pero es una forma de investigar otro tipo de estructuras y comprobar sus posibles mejoras. Por ello se escoge el Pórtico_CGC_FN para el proceso de afinación final.

En el siguiente esquema se muestra de manera gráfica el número de configuraciones que se realizarán en la cuarta fase.

Todos los modelos tendrán las fuerzas en los nudos, por ello se eliminará “_FN” del nombre.

	<u>Tipo de acero</u>	<u>Variación del canto</u>	<u>Número de diagonales</u>
Modelo de partida: Pórtico_CGC_FN	Acero S235	Pórtico_CGC_S235_-20	Pórtico_CGC_S235_-20_-D Pórtico_CGC_S235_-20_+D
		Pórtico_CGC_S235_-10	Pórtico_CGC_S235_-10_-D Pórtico_CGC_S235_-10_+D
		Pórtico_CGC_S235_-5	Pórtico_CGC_S235_-5_-D Pórtico_CGC_S235_-5_+D
		Pórtico_CGC_S235	Pórtico_CGC_S235_-D Pórtico_CGC_S235_+D
		Pórtico_CGC_S235_+5	Pórtico_CGC_S235_+5_-D Pórtico_CGC_S235_+5_+D
		Pórtico_CGC_S235_+10	Pórtico_CGC_S235_+10_-D Pórtico_CGC_S235_+10_+D
		Pórtico_CGC_S235_+20	Pórtico_CGC_S235_+20_-D Pórtico_CGC_S235_+20_+D
	Acero S275	Pórtico_CGC_S275_-20	Pórtico_CGC_S275_-20_-D Pórtico_CGC_S275_-20_+D
		Pórtico_CGC_S275_-10	Pórtico_CGC_S275_-10_-D Pórtico_CGC_S275_-10_+D
		Pórtico_CGC_S275_-5	Pórtico_CGC_S275_-5_-D Pórtico_CGC_S275_-5_+D
		Pórtico_CGC_S275	Pórtico_CGC_S275_-D Pórtico_CGC_S275_+D
		Pórtico_CGC_S275_+5	Pórtico_CGC_S275_+5_-D Pórtico_CGC_S275_+5_+D
		Pórtico_CGC_S275_+10	Pórtico_CGC_S275_+10_-D Pórtico_CGC_S275_+10_+D
		Pórtico_CGC_S275_+20	Pórtico_CGC_S275_+20_-D Pórtico_CGC_S275_+20_+D
	Acero S335	Pórtico_CGC_S355_-20	Pórtico_CGC_S355_-20_-D Pórtico_CGC_S355_-20_+D
		Pórtico_CGC_S355_-10	Pórtico_CGC_S355_-10_-D Pórtico_CGC_S355_-10_+D
		Pórtico_CGC_S355_-5	Pórtico_CGC_S355_-5_-D Pórtico_CGC_S355_-5_+D
		Pórtico_CGC_S355	Pórtico_CGC_S355_-D Pórtico_CGC_S355_+D
		Pórtico_CGC_S355_+5	Pórtico_CGC_S355_+5_-D Pórtico_CGC_S355_+5_+D
		Pórtico_CGC_S355_+10	Pórtico_CGC_S355_+10_-D Pórtico_CGC_S355_+10_+D
		Pórtico_CGC_S355_+20	Pórtico_CGC_S355_+20_-D Pórtico_CGC_S355_+20_+D

FIG. 111. ESQUEMA RESUMEN
DE LA CUARTA FASE

8.4.6. Fase de búsqueda de la configuración óptima.

En las siguientes tablas se resumen los resultados de cada una de las configuraciones de la Fig. 111, mostrando únicamente el nombre, las características y el peso obtenido. Posteriormente se detallarán las soluciones más significativas.

Configuraciones con acero S235			
Variación del canto	N.º de diagonales	Nombre del pórtico	Pesos obtenidos
-20cm (2,2m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-20_-D	2726 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_-20	2793 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-20_+D	3489 kg
-10cm (2,3m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-10_-D	2728 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_-10	3034 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-10_+D	2887 kg
-5cm (2,35m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-5_-D	2695 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_-5	2893 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-5_+D	2942 kg
2,4m	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_-D	2453 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235	3419 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+D	2884 kg
+5cm (2,45m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+5_-D	2434 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_+5	3179 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+5_+D	3237 kg
+10cm (2,5m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+10_-D	2420 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_+10	2656 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+10_+D	2836 kg
+20cm (2,6m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+20_-D	2590 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S235_+20	2893 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S235_+20_+D	2757 kg

TABLA 31. TABLA RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS TRAS ANALIZAR LAS CONFIGURACIONES CON ACERO S235

Configuraciones con acero S275			
Variación del canto	N.º de diagonales	Nombre del pórtico	Pesos obtenidos
-20cm (2,2m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-20_-D	2376 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_-20	2661 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-20_+D	2534 kg
-10cm (2,3m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-10_-D	2593 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_-10	2761 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-10_+D	2594 kg
-5cm (2,35m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-5_-D	2349 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_-5	2834 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-5_+D	2664 kg
2,4m	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_-D	2328 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275	2555 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+D	2841 kg
+5cm (2,45m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+5_-D	2314 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_+5	2783 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+5_+D	2685 kg
+10cm (2,5m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+10_-D	2361 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_+10	2724 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+10_+D	2859 kg
+20cm (2,6m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+20_-D	2260 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S275_+20	2512 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S275_+20_+D	2766 kg

TABLA 32. TABLA RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS TRAS ANALIZAR LAS CONFIGURACIONES CON ACERO S275

Configuraciones con acero S355			
Variación del canto	N.º de diagonales	Nombre del pórtico	Pesos obtenidos
-20cm (2,2m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-20_-D	2103 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_-20	2373 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-20_+D	2782 kg
-10cm (2,3m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-10_-D	2067 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_-10	2295 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-10_+D	2234 kg
-5cm (2,35m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-5_-D	2313 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_-5	2278 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-5_+D	2158 kg
2,4m	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_-D	2428 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355	2161 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+D	2929 kg
+5cm (2,45m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+5_-D	2134 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_+5	2456 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+5_+D	2628 kg
+10cm (2,5m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+10_-D	2016 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_+10	2211 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+10_+D	2187 kg
+20cm (2,6m)	-4 (20 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+20_-D	1923 kg
	24 diagonales	Pórtico_CGC_S355_+20	2270 kg
	+4 (28 diagonales)	Pórtico_CGC_S355_+20_+D	2448 kg

TABLA 33. TABLA RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS TRAS ANALIZAR LAS CONFIGURACIONES CON ACERO S355

Pórtico	Tipo de acero	Diagonales	Canto	Peso
Pórtico_CGC_S235_+10_-D	S235	-4 (20 diagonales)	+10cm (2,5m)	2420 kg
Pórtico_CGC_S275_+20_-D	S275	-4 (20 diagonales)	+20cm (2,6m)	2260 kg
Pórtico_CGC_S355_+20_-D	S355	-4 (20 diagonales)	+20cm (2,6m)	1923 kg

TABLA 34. TABLA COMPARATIVA DE LAS 3 MEJORES SOLUCIONES

-Conclusiones

Tras analizar y comparar los resultados se pueden sacar varias conclusiones:

-Las tres soluciones que presentan menores pesos totales tienen menos diagonales en la celosía horizontal. Por tanto, se puede deducir que el número de segmentos en que estaban divididos los cordones era excesivo. Con esta variación el modelo se ha acercado a una solución óptima.

Por otro lado, al eliminar diagonales y mantener la luz interior, los cordones pasan a estar constituidos por barras más largas, perdiendo la modulación de 2,4m.

-Los tres modelos seleccionados también coinciden en que presentan un canto mayor que el original. La solución de los aceros S275 y S355 lo aumentan en 20cm, mientras que la del acero S235 incrementa su canto en 10cm. Al aumentar el canto, se reducen las tensiones de los cordones inferiores y superior, pero a la vez se aumenta la longitud de las diagonales, por lo que era necesaria una comprobación para valorar si este incremento de canto era rentable, y en este caso sí que lo es.

Como es lógico, la mejor solución del acero S235 es mayor que la mejor del acero S275, que a su vez es mayor que la mejor del acero S355, pues las capacidades estructurales de cada acero son distintas. Sin embargo, habrá que comprobar cuál compensa económicamente, ya que los precios del acero son directamente proporcionales a sus resistencias.

En este apartado se analizará en profundidad el mejor resultado de cada tipo de acero y para que no ocurra lo que se muestra en la Fig. 112 se realizarán los cambios oportunos en las barras para conseguir unas secciones más homogéneas, es decir, con diámetros exteriores similares.

Posteriormente, se volverá a calcular el peso de cada configuración, pues habrá cambiado ligeramente con la modificación de las secciones. Una vez obtenidos los pesos finales con las secciones homogeneizadas, se estudiará cuál de los 3 es el que ofrece un mejor resultado, teniendo en cuenta tanto el peso, como la estética, como el precio final, que dependerá del precio unitario de cada tipo de acero.

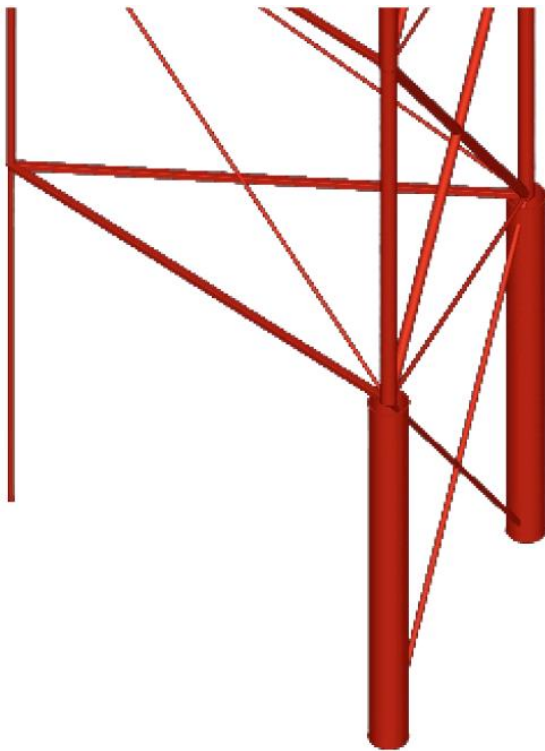


FIG. 112. DETALLE DE UN CAMBIO BRUSCO DE DIÁMETRO EXTERIOR EN LAS SECCIONES DEL SOPORTE DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D

A continuación, se muestra la solución con menor peso para cada tipo de acero.

- **Pórtico_CGC_S235_+10_-D** (Celosía Girada Continua, acero S235, 10cm más de canto y menos diagonales)

Características del Pórtico_CGC_S235_+10_-D	
Tipo de cargas	Puntuales cada 2,88m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Continua, sin apoyos (Celosías invertidas)
Número de grupos de barras	45
Canto celosías	2,5 m
Acero	S235
Tipo de sección	PH0 y PH0 UNE Ic (circular hueca)
Peso total	2420 kg

TABLA 35. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D

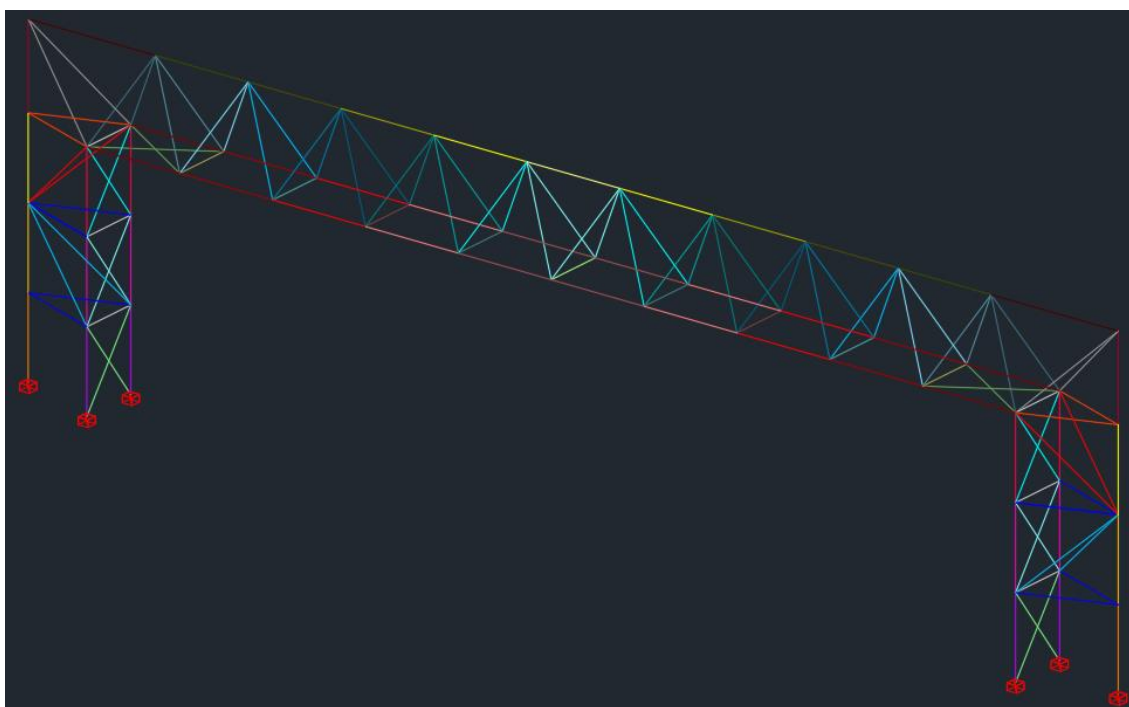


FIG. 113. MODELIZACIÓN 3D CON LOS GRUPOS DE BARRAS POR COLORES DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D

Los coeficientes de cumplimiento de las barras son bastante similares a los obtenidos antes de la homogeneización, ya que este proceso tiene como objetivo principal igualar las secciones de las barras contiguas.

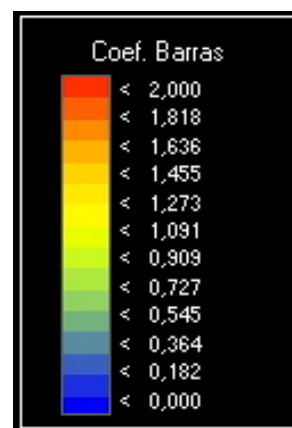


FIG. 114. GRÁFICA DE COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO

-Configuración previa a la homogeneización

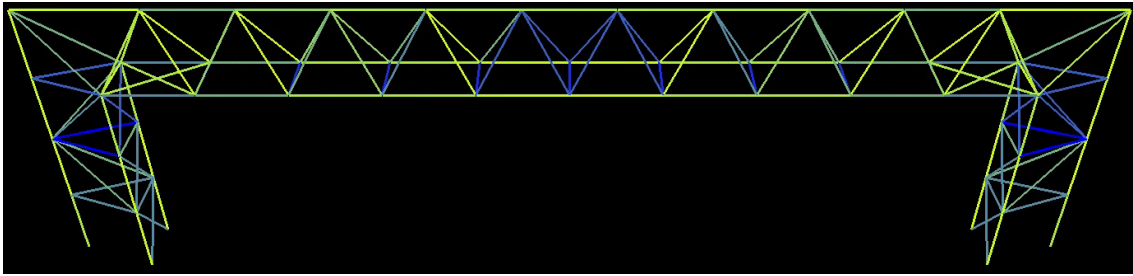


FIG. 115. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

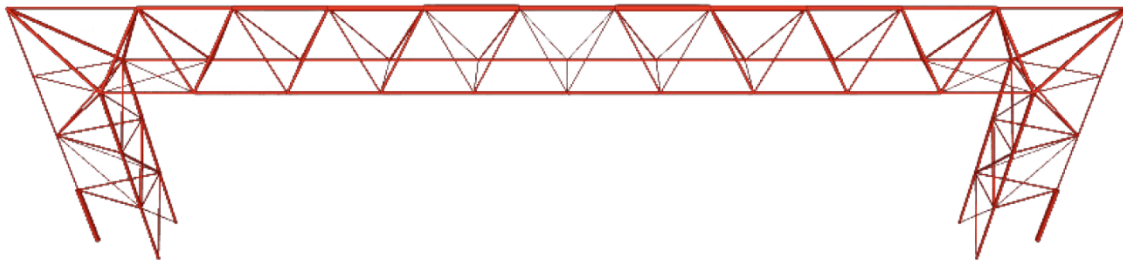


FIG. 116. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

-Configuración posterior a la homogeneización

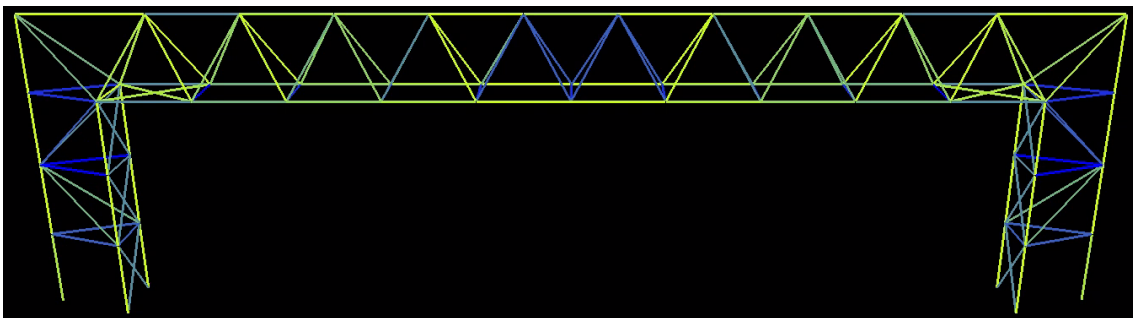


FIG. 118. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

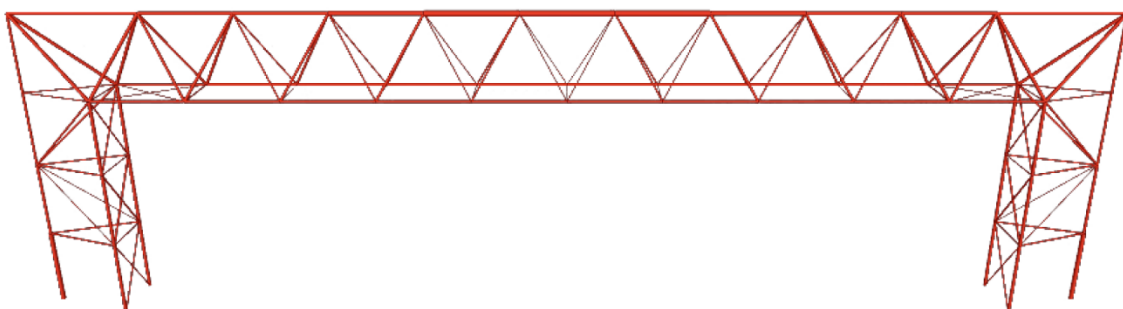


FIG. 117. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S235_+10_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

Tras este proceso de búsqueda de la sección óptima para aquellas barras con diámetros exteriores muy distintos a sus contiguas, se ha recalculado la estructura y, comprobando que cumple, se ha obtenido un peso final de **2416 kg**, frente a los 2420 kg anteriores, por tanto, damos por buena esta configuración.

- **Pórtico_CGC_S275_+20_-D** (Celosía Girada Continua, acero S275, 20cm más de canto y menos diagonales)

Características del Pórtico_CGC_S275_+20_-D	
Tipo de cargas	Puntuales cada 2,88m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Continua, sin apoyos (Celosías invertidas)
Número de grupos de barras	45
Canto celosías	2,6 m
Acero	S275
Tipo de sección	PH0 y PH0 UNE Ic (circular hueca)
Peso total	2260 kg

TABLA 36. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D

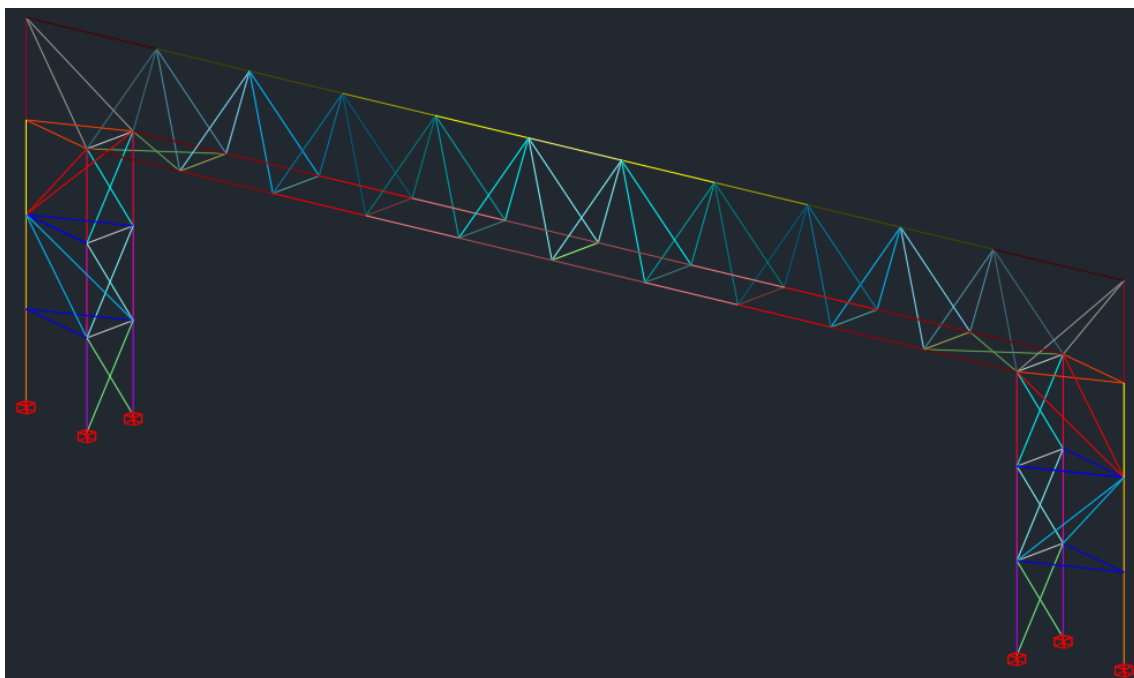


FIG. 119. MODELIZACIÓN 3D CON LOS GRUPOS DE BARRAS POR COLORES DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D

-Configuración previa a la homogeneización

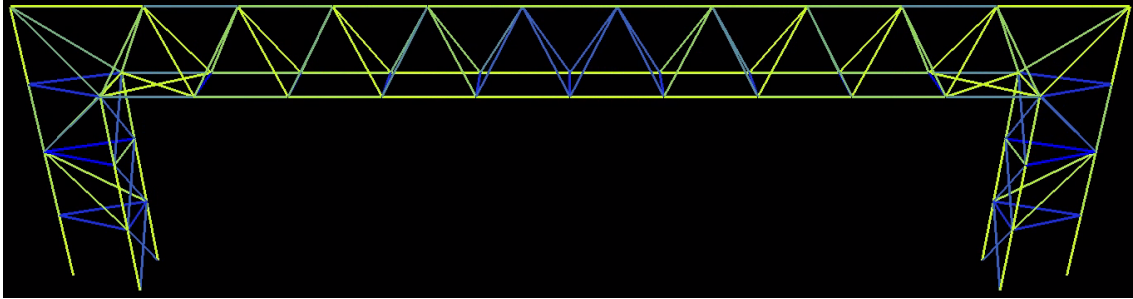


FIG. 121. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

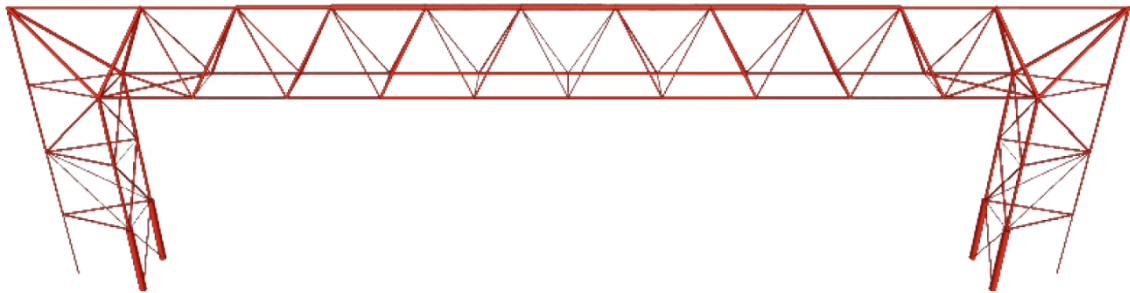


FIG. 120. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

-Configuración posterior a la homogeneización

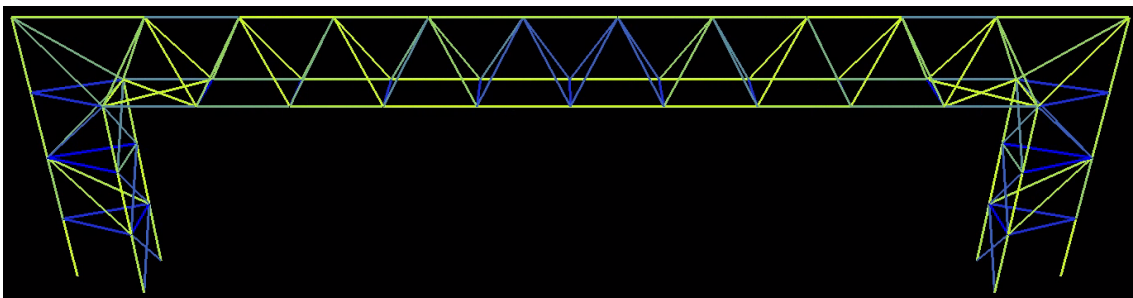


FIG. 123. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

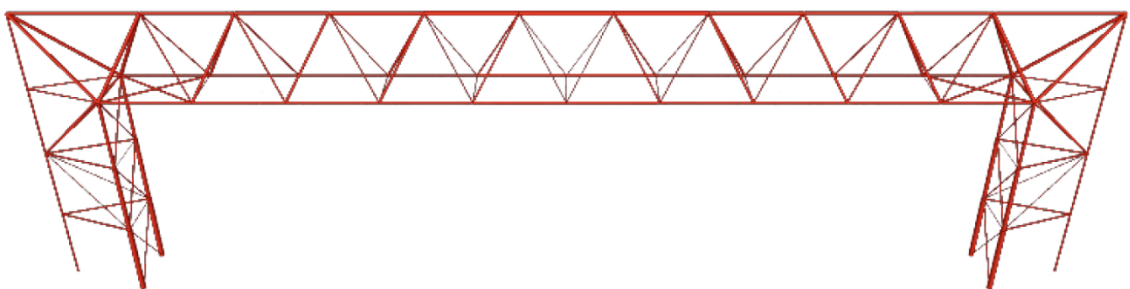


FIG. 122. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S275_+20_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

Tras la optimización de aquellas barras con diámetros exteriores muy distintos al de sus contiguas, se ha recalculado la estructura y, comprobando que cumple, se ha obtenido un peso final de **2339 kg**, frente a los 2260 kg anteriores, lo que supone 79 kg más que antes pero con una componente estética mucho más adecuada.

- **Pórtico_CGC_S355_+20_-D** (Celosía Girada Continua, acero S355, 20cm más de canto y menos diagonales)

Características del Pórtico_CGC_S355_+20_-D	
Tipo de cargas	Puntuales cada 2,88m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Continua, sin apoyos (Celosías invertidas)
Número de grupos de barras	45
Canto celosías	2,6 m
Acero	S355
Tipo de sección	PH0 y PH0 UNE Ic (circular hueca)
Peso total	1923 kg

TABLA 37. CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D

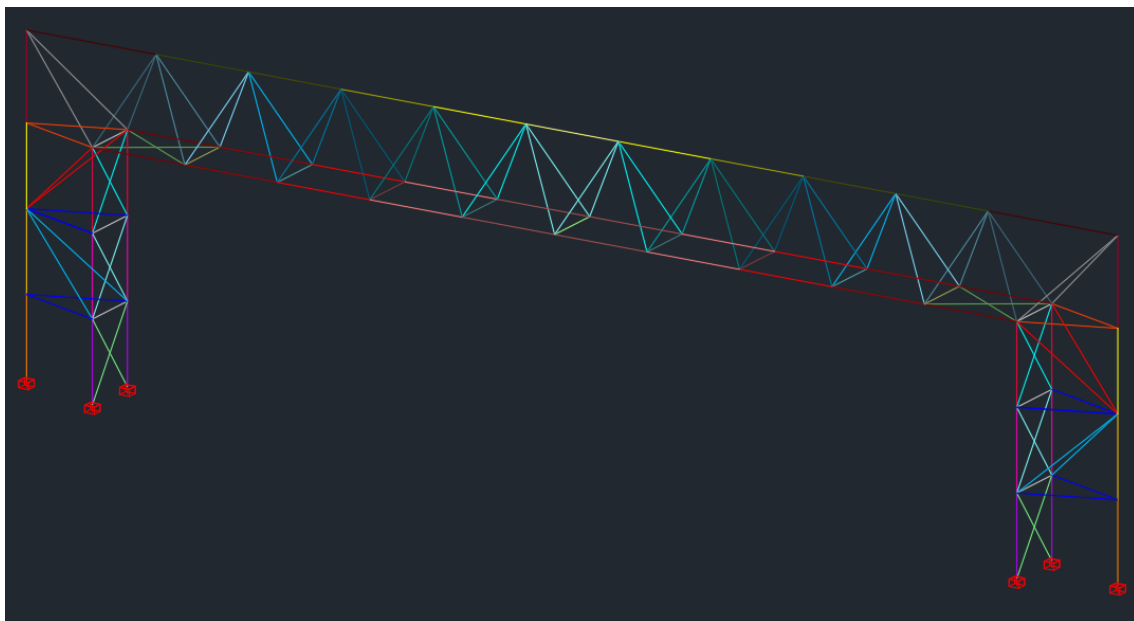


FIG. 124. MODELIZACIÓN 3D CON LOS GRUPOS DE BARRAS POR COLORES DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D

-Configuración previa a la homogeneización

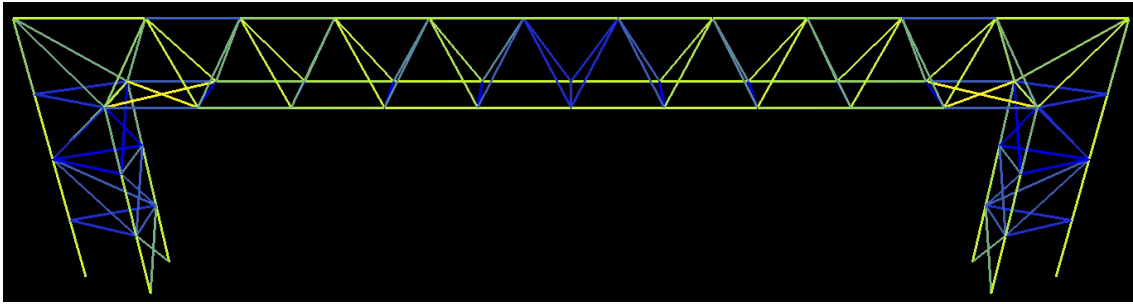


FIG. 125. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

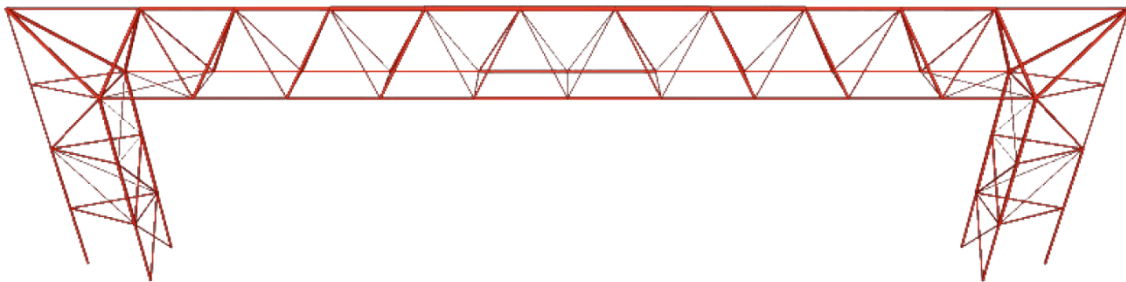


FIG. 126. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D ANTES DE LA HOMOGENEIZACIÓN

-Configuración posterior a la homogeneización

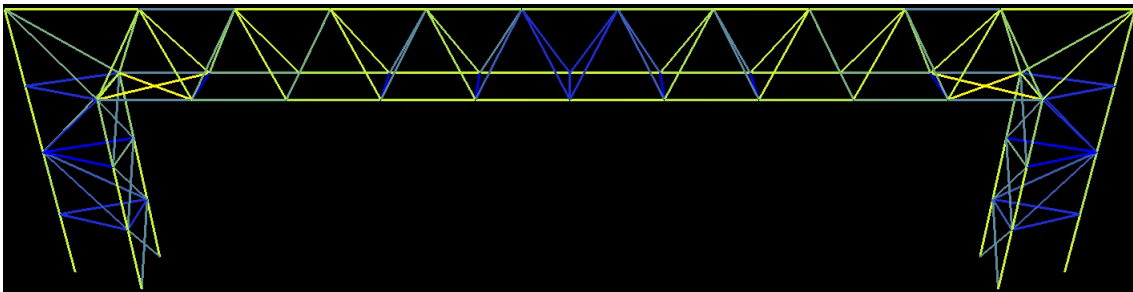


FIG. 127. COEFICIENTES DE CUMPLIMIENTO DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

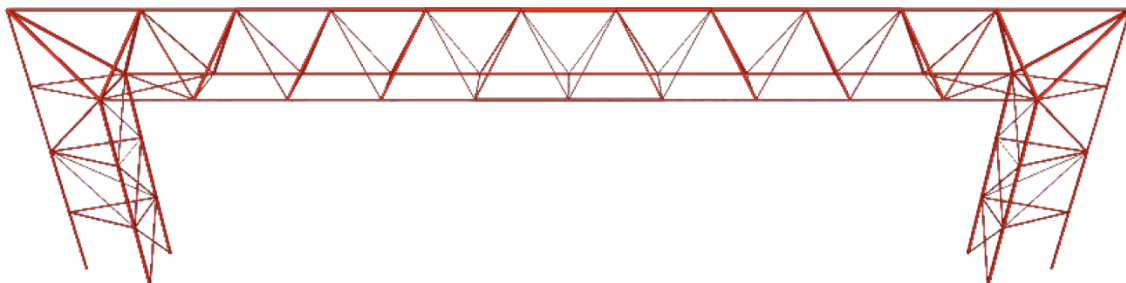


FIG. 128. VOLUMETRÍA DEL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D TRAS LA HOMOGENEIZACIÓN

Tras la optimización de aquellas barras con diámetros exteriores muy distintos al de sus contiguas, se ha recalculado la estructura y, comprobando que cumple, se ha obtenido un peso final de **1895 kg**, frente a los 1923 kg anteriores, lo que supone 28 kg menos que antes.

-Resumen del proceso de homogeneización

Pórtico	Peso sin homogeneizas secciones	Peso con secciones homogeneizadas
Pórtico_CGC_S235_+10_-D	2420 kg	2416 kg
Pórtico_CGC_S275_+20_-D	2260 kg	2339 kg
Pórtico_CGC_S355_+20_-D	1923 kg	1895 kg

TABLA 38. TABLA COMPARATIVA DE PRECIOS ANTES Y DESPUÉS DE HOMOGENEIZAR LAS SECCIONES

8.4.7. Fase final.

En esta última fase se compararán los precios resultantes de cada configuración con los 3 tipos de acero distintos, y posteriormente se realizará la comparación de la solución escogida con el pórtico original.

-Precios del acero y coste de los pórticos.

El precio del acero se obtiene de la web del IVE (Instituto Valenciano de la Edificación) y se utilizarán los precios para la provincia de Valencia a fecha de septiembre de 2021. En las siguientes imágenes se detallan los precios de los aceros S235, S275 y S355 para perfiles huecos, con acabado galvanizado unión mediante soldadura. [20]

Sept. 2021 EE - Estructuras | EER - Cerchas, celosías y correas | EERA - Acero | Valencia

Buscar

EERA.1\$ | kg | Suministro y montaje de acero estructural en celosías y cerchas

TIPO ACERO	GRADO DUCTILIDAD	FABRICACIÓN	SECCIÓN	PROTECCIÓN	MONTAJE
a <input type="radio"/> S 235	<input checked="" type="radio"/> J2	<input checked="" type="radio"/> laminado en caliente	<input type="radio"/> serie IPN, IPE, HEB, HEA, HEM, UPN	<input type="radio"/> imprimación	<input checked="" type="radio"/> soldado
b <input type="radio"/> S 275	<input type="radio"/> J0	<input type="radio"/> conformado en frío	<input type="radio"/> serie L, LD, T, red, cua, rect, chapa	<input checked="" type="radio"/> galvanizado	<input type="radio"/> atornillado
c <input type="radio"/> S 355	<input type="radio"/> J2		<input checked="" type="radio"/> huecos: red, cua, rect		
d			<input type="radio"/> serie L, U, C, Z, omega, tb		

FIE BDC

EERA.1aaacba | kg | Suministro y montaje acero S 235 JRH soldado e/celosías, cerchas 2,50 €

Suministro de acero S 235JR, en perfil hueco laminado en caliente serie redondo, cuadrado, rectangular, acabado galvanizado, con montaje soldado en celosías y cerchas de acero, incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes, según SE-A del CTE e Instrucción EAE.

Código	Unidad	Resumen	Precio unitario	Rendimiento	Importe
EEHE.1aaacba	kg	Suministro y montaje acero S 235 JRH soldado	2,17 €	1,150	2,50 €

FIG. 129. CAPTURA DE LA WEB DEL IVE DEL PRECIO DEL ACERO S235.

Sept. 2021 EE - Estructuras | EER - Cerchas, celosías y correas | EERA - Acero | Valencia

Buscar

EERA.1\$ | kg | Suministro y montaje de acero estructural en celosías y cerchas

TIPO ACERO	GRADO DUCTILIDAD	FABRICACIÓN	SECCIÓN	PROTECCIÓN	MONTAJE
a <input type="radio"/> S 235	<input type="radio"/> J2	<input checked="" type="radio"/> laminado en caliente	<input type="radio"/> serie IPN, IPE, HEB, HEA, HEM, UPN	<input type="radio"/> imprimación	<input checked="" type="radio"/> soldado
b <input checked="" type="radio"/> S 275	<input type="radio"/> J0	<input type="radio"/> conformado en frío	<input type="radio"/> serie L, LD, T, red, cua, rect, chapa	<input checked="" type="radio"/> galvanizado	<input type="radio"/> atornillado
c <input type="radio"/> S 355	<input checked="" type="radio"/> J2		<input checked="" type="radio"/> huecos: red, cua, rect		
d			<input type="radio"/> serie L, U, C, Z, omega, tb		

FIE BDC

EERA.1bcacba | kg | Suministro y montaje acero S 275 J2H soldado e/celosías, cerchas 2,81 €

Suministro de acero S 275J2, en perfil hueco laminado en caliente serie redondo, cuadrado, rectangular, acabado galvanizado, con montaje soldado en celosías y cerchas de acero, incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes, según SE-A del CTE e Instrucción EAE.

Código	Unidad	Resumen	Precio unitario	Rendimiento	Importe
EEHE.1bcacba	kg	Suministro y montaje acero S 275 J2H soldado	2,44 €	1,150	2,81 €

FIG. 130. CAPTURA DE LA WEB DEL IVE DEL PRECIO DEL ACERO S275.

Sept. 2021 EE - Estructuras | EER - Cerchas, celosías y correas | EERA - Acero | Valencia

Buscar

EERA.1S | kg | Suministro y montaje de acero estructural en celosías y cerchas

TIPO ACERO	GRADO DUCTILIDAD	FABRICACIÓN	SECCIÓN	PROTECCIÓN	MONTAJE
a <input type="radio"/> S 235	<input type="radio"/> JR	<input checked="" type="radio"/> laminado en caliente	<input type="radio"/> serie IPN, IPE, HEB, HEA, HEM, UPN	<input type="radio"/> imprimación	<input checked="" type="radio"/> soldado
b <input type="radio"/> S 275	<input type="radio"/> JO	<input type="radio"/> conformado en frío	<input checked="" type="radio"/> serie L, LD, T, red, cua, rect, chapa	<input checked="" type="radio"/> galvanizado	<input type="radio"/> atornillado
c <input checked="" type="radio"/> S 355	<input checked="" type="radio"/> J2		<input checked="" type="radio"/> huecos: red, cua, rect		
d			<input type="radio"/> serie L, U, C, Z, omega, th		

FIE BDC

EERA.1ccacba | kg | Suministro y montaje acero S 355 J2H soldado e/celosías, cerchas 3,00 €

Suministro de acero S 355J2, en perfil hueco laminado en caliente serie redondo, cuadrado, rectangular, acabado galvanizado, con montaje soldado en celosías y cerchas de acero, incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes, según SE-A del CTE e Instrucción EAE.

Código	Unidad	Resumen	Precio unitario	Rendimiento	Importe
EEHE.1ccacba	kg	Suministro y montaje acero S 355 J2H soldado	2,61 €	1,150	3,00 €

FIG. 131. CAPTURA DE LA WEB DEL IVE DEL PRECIO DEL ACERO S355.

Se tendrán en consideración únicamente los precios unitarios para la comparación de los costes finales de cada pórtico, como se detalla en la siguiente tabla.

Pórtico	Peso con secciones homogeneizadas	Coste unitario de cada acero	Coste final del pórtico completo
Pórtico_CGC_S235_+10_-D	2416 kg	2,17€	5242,72€
Pórtico_CGC_S275_+20_-D	2339 kg	2,44€	5707,16€
Pórtico_CGC_S355_+20_-D	1895 kg	2,61€	4945,95€

TABLA 39. TABLA DE COSTES TOTALES FINALES DE CADA UNO DE LOS PÓRTICOS

Como se ve en la Tabla 39, el modelo que ofrece un menor precio es el que utiliza acero S355, obteniendo un coste total de **4945,95€** según los datos del IVE.

-Comparación entre el Pórtico tipo original y el Pórtico_CGC_S355_+20_-D

Características	Pórtico base	Pórtico_CGC_S355_+20_-D
Tipo de cargas	Puntuales cada 1,2m en cordón superior	Puntuales cada 2,88m en cordón superior (en nudos)
Tipo de unión	Articulada, 2 apoyos	Continua, sin apoyos (Celosías invertidas)
Número de grupos de barras	6 (Fig. 60)	45
Canto celosías	2,4 m	2,6 m
Acero	S275	S355
Tipo de sección	PH0 (circular hueca)	PH0 y PH0 UNE Ic (circular hueca)
Peso total	9481 kg	1895 kg

TABLA 40. TABLA COMPARATIVA ENTRE LAS CARACTERÍSTICAS DEL PÓRTICO ORIGINAL Y EL ADMITIDO COMO ÓPTIMO

La obtención de una solución con una masa de 1895 kg, partiendo de un modelo de 9481 kg, supone una reducción del 80% del peso total, o lo que es lo mismo, un ahorro de 7586 kg de acero por cada pórtico tipo.

Si además tenemos en cuenta que la estructura total del edificio está compuesta por 12 pórticos rígidos y 25 pórticos tipo, la mejora de estos últimos supone una reducción en peso de 189650 kg. Tomando como valor medio el precio del acero S275, es decir, 2,44€/kg, la diferencia económica es de 462746€.

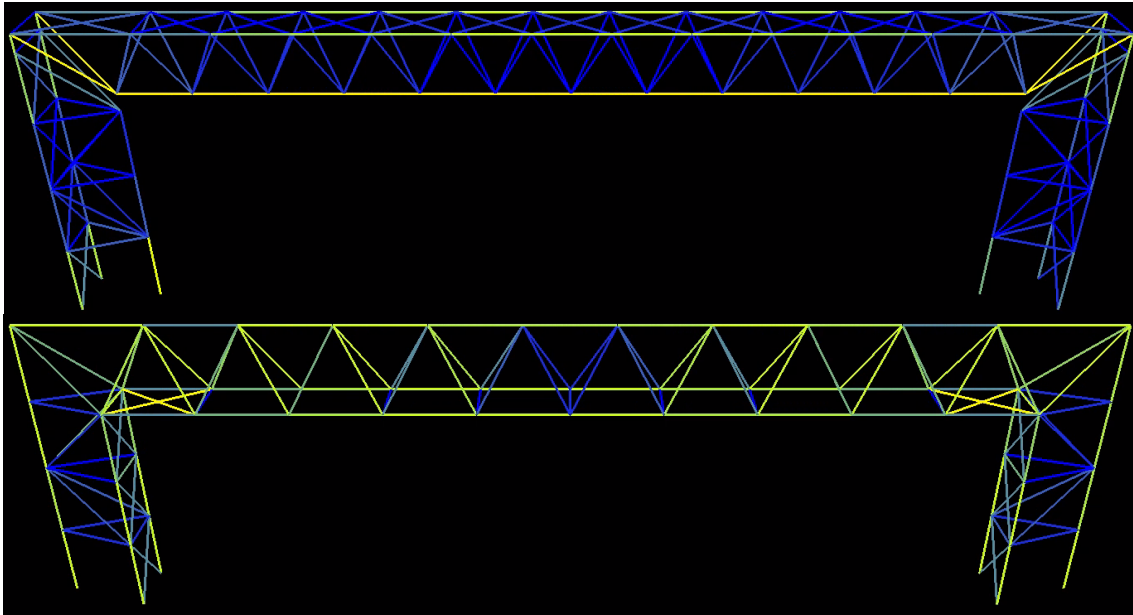


FIG. 132. COMPARATIVA ENTRE COEFICIENTE DE CUMPLIMIENTO EN EL PÓRTICO ORIGINAL (ARRIBA) Y EL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D (ABAJO)

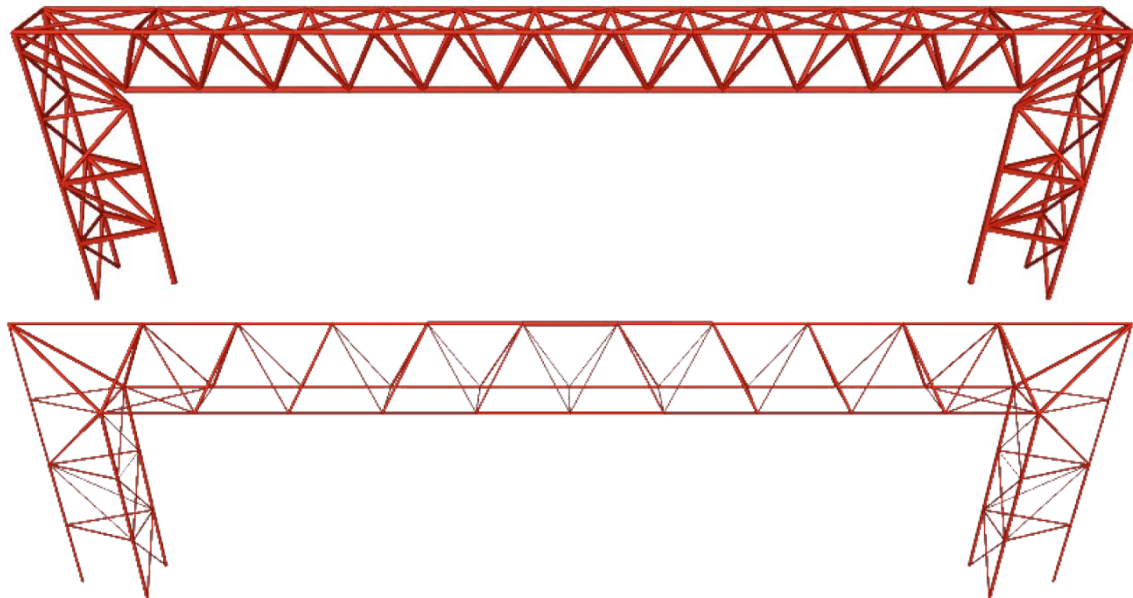


FIG. 133. VOLUMETRÍAS DEL PÓRTICO ORIGINAL /ARRIBA) Y EL PÓRTICO_CGC_S355_+20_-D (ABAJO)

-Esfuerzos, momentos y deformada.

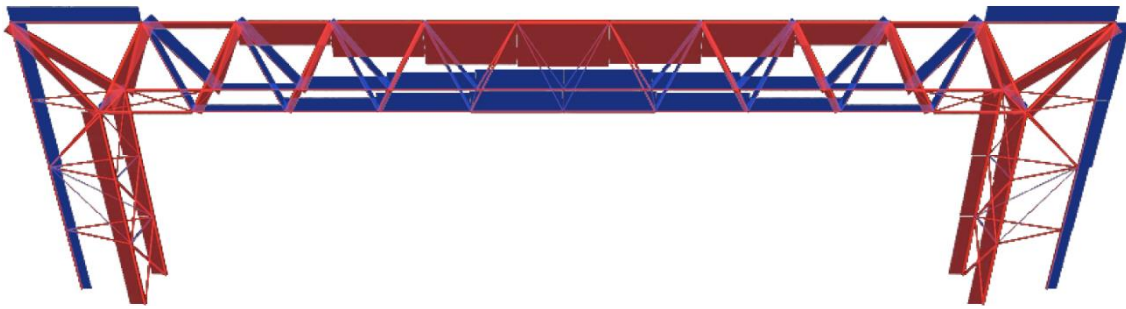


FIG. 136. ESFUERZOS AXIALES

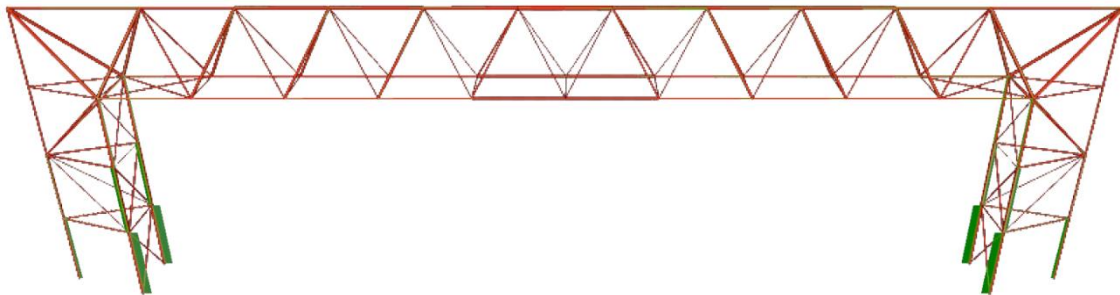


FIG. 135. ESFUERZOS CORTANTES

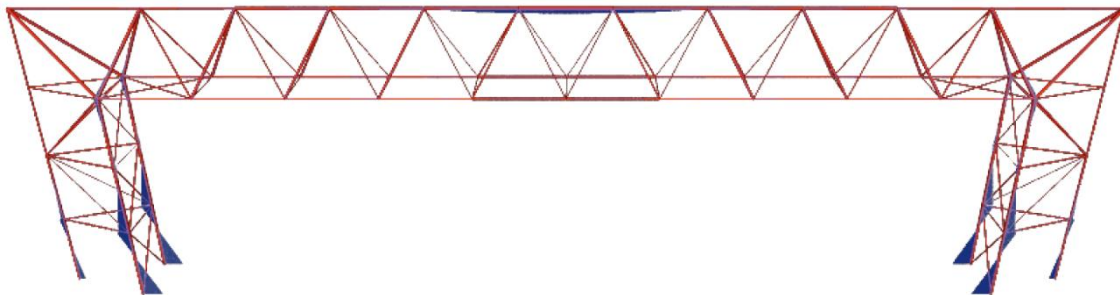


FIG. 134. MOMENTOS FLECTORES

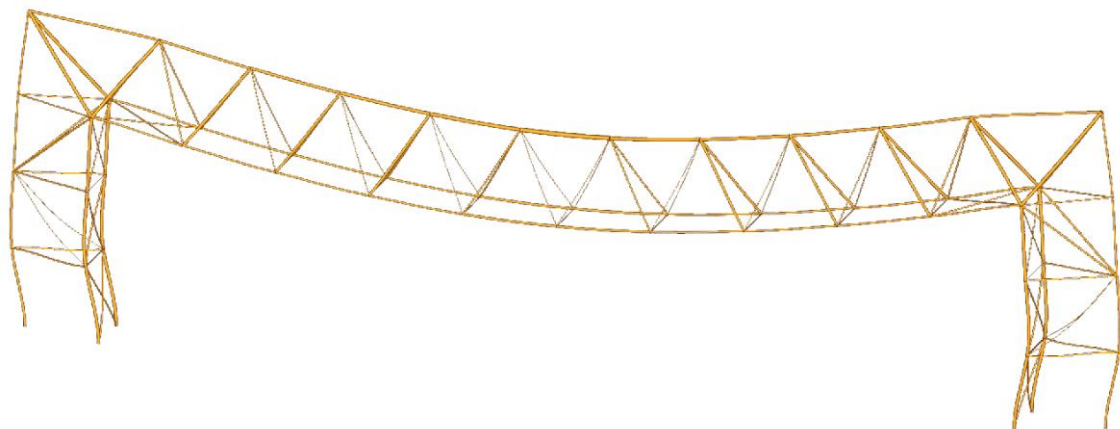


FIG. 137. DEFORMADA ACRECENTADA

9. CONCLUSIONES

En el presente trabajo de final de grado se realiza una contextualización del Sainsbury Centre for Visual Arts, del arquitecto inglés Norman Foster para detallar aspectos relacionados con sus promotores, el ingeniero estructural Tony Hunt, su construcción y especialmente su estructura.

Con un análisis global de la estructura es posible entender su funcionamiento, puntos fuertes y posibles mejoras, sin embargo, se llega a la conclusión de que trabajando sobre un pórtico tipo se puede mejorar la estructura completa. El edificio está compuesto por una sucesión de 37 celosías espaciales, 12 de ellas rigidizadas situadas en los extremos de cada bloque estructural y las 25 restantes se considerarán como pórtico tipo y serán objeto de estudio para su optimización. Las mejoras producidas en este marco estructural serán aplicables al resto, por lo que multiplicará por 25 cualquier reducción de peso.

Para el proceso de optimización se introducen muchas variables distintas que se combinarán entre ellas para obtener un número elevado de configuraciones, esto nos permite sacar conclusiones y mejorar esta búsqueda de la estructura óptima. Algunas de estas variables que afectan al pórtico original son las siguientes:

-El número de grupos de barras, crea un grado mayor de libertad al permitir que dos barras contiguas tengan secciones con diámetros y espesores de pared distintos.

-El tipo de unión entre soportes y la celosía horizontal. Desde articulada y rígida hasta uniones a través de barras o con la eliminación de estas.

-El reparto de las cargas, inicialmente colocadas como en la realidad y posteriormente redistribuidas en los nudos.

-Eliminación o modificación de barras.

-Cambios en la geometría de las celosías, por ejemplo, invirtiéndolas con un giro de 180° alrededor de su eje longitudinal.

-Variación del canto de las cerchas espaciales.

-Tipos de acero. En este caso se prueban distintas configuraciones con aceros S235, S275 y S355.

Con la combinación de todas estas variables nos aproximamos a la solución final de manera progresiva, siguiendo un proceso de prueba y error, ajustando las variables que más nos interesan y descartando las que ofrecen peores resultados.

Para este proceso se parte de un modelo 3D de Autocad del pórtico a estudiar, mediante el módulo de diseño de Architrave se le asigna a cada barra el tipo de acero y de sección, así como el grupo al que corresponde. Posteriormente, mediante la aplicación web VTAM, protagonista de este trabajo, se sube el modelo junto con un documento de texto con las indicaciones necesarias de flecha máxima, tipo de acero a emplear, tipo de sección, etc. Este programa, mediante una búsqueda heurística comprueba cientos de configuraciones con las restricciones impuestas y le asigna una sección a cada uno de los grupos de barras definidos en Autocad hasta que encuentra una solución suficientemente buena. Este proceso se realizará para cada una de las combinaciones de variables que hacemos, llegando a obtener durante todo el proceso más de 100 configuraciones diferentes. Gracias a esta gran cantidad de modelos y a las conclusiones parciales que hemos ido sacando durante el proceso, hemos obtenido una solución final suficientemente buena como para considerarla óptima.

Este trabajo laborioso de búsqueda nos ha enseñado que no siempre podemos predecir las características que va a tener un posible pórtico más ligero, aunque en muchas ocasiones sí, por ello el trabajo de prueba error es tan interesante, ya que permite al investigador descubrir y estudiar algo que tenía entendido de otra manera o incluso que estaba equivocado respecto a algún tema. Algunas de las conclusiones que nos ha permitido sacar son:

-El ajuste individualizado de las barras siempre ofrece resultados con un peso total menor. Esto se debe a que la barra más solicitada y por tanto mayor, no obliga a todo el tren de barras a tener su misma sección.

-Las cargas en los nudos también reducen las tensiones internas y mejoran el comportamiento de la estructura, reduciendo su peso total.

-Vale la pena comprobar una estructura con distintos tipos de acero, ya que ofrecen soluciones similares pero la diferencia en el coste económico puede ser significativa.

Cabe destacar también los resultados obtenidos en la parte final del proceso de optimización, el dato más directo y significativo es el del peso total del pórtico escogido como óptimo, que es de 1895 kg. Si lo comparamos con el modelo original, de 9481 kg, podemos ver que se ha llegado a una solución que cumple con los requerimientos estructurales y su peso se reduce a una quinta parte del original. Por este motivo se puede afirmar que vale la pena someter a una estructura a un proceso de optimización, ya que los resultados pueden ser excepcionales. Se deduce también que esta mejora significativa proviene en gran medida de la ayuda de los programas informáticos actuales, que permiten comprobar miles de modelos de una estructura en pocos minutos, y que en la década de los 70 del siglo pasado no tenían.

Para concluir, la realización de un trabajo de este tipo me ha permitido ampliar mis conocimientos y habilidades en gran medida. La utilización de programas como Architrave y VTAM me abre las puertas al mundo del análisis y cálculo estructural que tanto me interesaba y gracias a este trabajo corroboro que me interesa y me motiva a seguir por esta rama de la arquitectura. Además de los conocimientos adquiridos de manera más directa como la utilización de programas informáticos, la realización de un trabajo de esta envergadura me ha enseñado la manera de buscar, almacenar, organizar y redactar información, habilidades que no había tenido oportunidad de desarrollar a esta escala.

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] “Desarrollo Sostenible – United Nations Sustainable Development Sites.” <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/> (accessed Sep. 09, 2021).
- [2] *Superstructure: The Making of the Sainsbury Centre - Sainsbury Centre.* .
- [3] “Biografía Norman Foster | UPV - Universitat Politècnica de València.” <https://www.upv.es/organizacion/la-institucion/honoris-causa/norman-foster/biografia-es.html> (accessed Sep. 09, 2021).
- [4] “Norman Foster Interview: Striving for Simplicity - YouTube.”
- [5] “Norman Foster | Luis Fernández-Galiano - YouTube,” Accessed: Sep. 09, 2021. [Online]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=K5C2kJbRMU>.
- [6] A. J. Macdonald, *Anthony Hunt*. London: Thomas Telford, 2000.
- [7] “Tony Hunt Tony Hunt Associates - Building Industry.” <https://www.northernarchitecture.us/building-industry/tony-hunt-tony-hunt-associates-ltd.html> (accessed Sep. 09, 2021).
- [8] N. Foster and K. Powell, *Sainsbury Centre for Visual Arts Foster + Partners*. 2011.
- [9] *Norman Foster interview: Sainsbury Centre had crisis moments | Architecture | Dezeen - YouTube.* .
- [10] *How Much Does Your Building Weigh Mr Foster avi CloudTime - YouTube.*
- [11] “Sainsbury Centre Visual Arts | Projects | Foster + Partners.” <https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/> (accessed Sep. 09, 2021).
- [12] “Inside The Archive - Tony Hunt - YouTube.”
- [13] J. Pavitt and A. Thomas, “The Making of the Sainsbury Centre,” 2018.
- [14] E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.
- [15] A. Perez-Garcia, A. Alonso Durá, F. Gómez-Martínez, J. M. Alonso Abalos, and P. Lozano Lloret, “Architrave 2019,” Universitat Politècnica de València, 2019. [Online]. Available: <http://www.architrave.es/>. [Accessed: 01-Jun-2021].
- [16] A. Perez-Garcia and P. Lozano Lloret, “VTAM. Vast Territories Aerial Mapping. Web based application intended for Structural Optimization. Benchmark of optimized functions and cases.” [Online]. Available: <https://vtam.optimizer.upv.es/Benchmark.aspx>. [Accessed: 18-Sep-2021].
- [17] A. Perez-Garcia, P. Lozano Lloret, J. M. Alonso Abalos, A. Guardiola-Víllora, and Á. Pérez Guardiola, “VTAM. Vast Territories Aerial Mapping. Web based application for Structural Optimization. Fundamentals of the Optimization Algorithm. DOI 10.13140/RG.2.2.11870.25921/1 ;” pp. 1–19, 2020.
- [18] A. Perez-Garcia, P. Lozano Lloret, J. M. Alonso Abalos, Á. Pérez Guardiola, and A. Guardiola-Víllora, “VTAM. Vast Territories Aerial Mapping. Web based application intended for Structural Optimization. Arguments File Contents and Structure. DOI 10.13140/RG.2.2.20656.58888 ;” pp. 1–12, 2020.
- [19] A. Perez-Garcia and P. Lozano Lloret, “VTAM. Vast Territories Aerial Mapping. Web based application intended for Structural Optimization.” [Online]. Available: <https://vtam.optimizer.upv.es/list.aspx>. [Accessed: 10-Jul-2020].
- [20] “IVE,” Sep. 2021. [https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1\\$](https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1$) (accessed Sep. 15, 2021).

11. ÍNDICE DE IMÁGENES

Figuras principales

Figura 1. Robert y Lisa Sainsbury junto a Norman Foster en la inauguración de la ampliación del Sainsbury Centre.

<https://www.sainsburycentre.ac.uk/stories/in-pictures-the-sainsburys-story/>

Figura 2. Robert y Lisa Sainsbury en su casa de Londres.

The Sainsburys, pictured at home by Lord Snowdon in 1965. (Snowdon / Camera Press)

Figura 3. Norman Foster.

<https://www.fosterandpartners.com/studio/norman-foster/>

Figura 4. Team Four. MARCH. Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano.

<http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

Figura 5. Fotografía aérea del Campus de la Universidad de East Anglia.

How Much Does Your Building Weigh Mr Foster avi CloudTime - YouTube.

Figura 6. Tony Hunt en el tercer episodio de la serie "Inside the archive"

"Inside The Archive - Tony Hunt - YouTube."

Figura 7. Fotografía Buckminster Fuller MARCH. Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano

<http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

El edificio

Figura 8. Plano de implantación Universidad de East Anglia (UEA).

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 9. Fotografía aérea del campus de la Universidad de East Anglia

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 10. Dibujo del edificio seccionado en 3D con la ampliación de 1988.

FOSTER, N., POWELL, K (2010) Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners. Londres: Prestel Verlag.

Figura 11. Evolución del volumen del edificio hasta la solución final.

FOSTER, N., POWELL, K (2010) Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners. Londres: Prestel Verlag.

Figura 12. Fotografía Buckminster Fuller.

MARCH. Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano

<http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

Figura 13. Detalle de los paneles desmontables de la cubierta.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 14. Esquema de los distintos paneles, estructura e instalaciones.

FOSTER, N., POWELL, K (2010) Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners. Londres: Prestel Verlag.

Figura 15-16. Proceso constructivo de colocación de revestimiento.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 17. Diagrama explicativo del esquema funcional del edificio.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 18. Dibujo del tipo de estructura y sistema de instalaciones proyectado inicialmente.

Anthony Hunt FOSTER, N., POWELL, K (2010) Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners. Londres: Prestel Verlag.

Figura 19. Maquetas que muestran la comparativa entre la estructura exterior e interior.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 20. Comparativa estructura inicial/definitiva.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 21. Boceto que muestra la idea de las instalaciones en el interior de la doble piel.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 22. Esquema técnico de la estructura y los paneles de revestimiento.

<https://fabriciomora.tumblr.com/post/85221153401/sainsbury-centre-for-visual-arts-norman-foster>

Figura 23. Detalle de la unión entre los elementos principales donde se ve el panel curvo de revestimiento exterior.

A. J. Macdonald, *Anthony Hunt*. London: Thomas Telford, 2000.

Figura 24. Esquema donde se muestra la unión viga-pilar articulada de un pórtico tipo.

<https://archive.normanfosterfoundation.org/sainsbury/en/micrositios/inicio.do>

Figura 25. Detalle de la unión rígida de un pórtico extremo.

<https://www.flickr.com/photos/faasdant/6321877491>

Figura 26. Fotografía tomada durante la construcción donde se aprecia la ligera curvatura de la celosía tridimensional de cubierta.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 27. Arriostramiento en pórticos extremos mediante cruces de San Andrés.

<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 28. Fotografía del proceso de construcción donde se aprecia la separación entre pórticos y el ancho de estos.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 29. Planta sótano.

<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 30. Planta principal.

<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 31. Sección transversal.

<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 32. Sección longitudinal.

<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

Figura 33. Norman Foster junto al matrimonio Sainsbury durante la construcción del edificio.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 34. Fotografía tomada durante la construcción del edificio.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 35. Fotografía tomada durante la construcción de la estructura del edificio.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018.

Figura 36. Imágenes tomadas durante la construcción del Sainsbury Centre.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018.

Figura 37. Colocación de los encofrados para la construcción del sótano de hormigón armado.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018.

Figura 38. Colocación de los paneles de revestimiento exterior.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 39. Esqueleto del edificio donde se aprecia también la viga contraviento.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018.

Figura 40. Estructura de cubierta y estructura secundaria interior.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018.

Análisis estructural

Figura 41-43. Planta y alzados con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos.

E. M. Saliente Soler, "Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts," Universitat Politècnica de València, 2017.

Figura 44. Valores básicos de la velocidad de viento para España DBSE-AE.

Documento básico DBSE-AE Acciones en la edificación. Abril 2009

Figura 45. Mapa con valores de sismo para el Reino Unido.

http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk_hazard_map.html

Figura 46. Esquema realizado por Anthony Hunt sobre el efecto de las acciones térmicas.
HUNT, T. (2003) Tony Hunt's Structures Notebook Second edition. Oxford: Architectural Press.

Figura 47. Cargas permanentes de cubierta.

Elaboración propia.

Figura 48. Cargas variables de cubierta.

Elaboración propia.

Figura 49. Cargas totales de cubierta.

Elaboración propia.

Figura 50. Esquema de cargas.

Elaboración propia.

Figura 51. Axonometría del sistema estructural.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 52. Sección fugada del sistema estructural.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Figura 53. Conexión entre celosías.

Elaboración propia.

Figura 54. Conexión entre celosías.

TBOAKE. <http://tboake.com/SSEF1/sainsbury2.shtml>

Figura 55. Recorte de un fichero de argumentos donde se detallan los movimientos máximos permitidos.

A. Perez-Garcia, P. Lozano Lloret, J. M. Alonso Abalos, Á. Pérez Guardiola, and A. Guardiola-Villora, "VTAM. Vast Territories Aerial Mapping. Web based application intended for Structural Optimization. Arguments File Contents and Structure. DOI 10.13140/RG.2.2.20656.58888 ;" pp. 1–12, 2020.

Modelización de la estructura

Figura 56. Esquema acotado de alzado, planta y perfil de un pórtico tipo.

Elaboración propia.

Figura 57. Representación en 3D de la celosía vertical.

Elaboración propia.

Figura 58. Representación en 3D de la celosía horizontal.

Elaboración propia.

Figura 59. Esquema de las distintas secciones transversales utilizadas.

Elaboración propia.

Figura 60. Representación del pórtico tipo con distinción de los grupos de barras mediante colores.

Elaboración propia.

Figura 61. Vistas de la celosía del soporte.

Elaboración propia.

Figura 62. Vistas de la celosía de la viga.

Elaboración propia.

Figura 63. Alzado longitudinal y planta de la estructura del Sainsbury Centre.

Elaboración propia.

Figura 64. Axonometría de la estructura completa del Sainsbury Centre.

Elaboración propia.

Propuestas de mejora de la estructura de cubierta existente

Figura 65. Fotografía del Sainsbury Centre for Visual Arts.

https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Sainsbury_Centre_for_Visual_Arts.jpg

Figura 66. Las barras azules representan los perfiles cuadrados.

Captura de Autocad. Elaboración propia.

Figura 67. Comparativa entre un pórtico tipo con apoyos viga-pilar y un pórtico con la unión continua.

Elaboración propia.

Figura 68. Fotografía del interior de una de las celosías de cubierta.

J. Pavitt and A. Thomas, "The Making of the Sainsbury Centre," 2018

Figura 69. Representación de distintas geometrías que adoptan las variaciones del pórtico tipo.

Elaboración propia.

Figura 70. Esquema que muestra la localización de los puntos de transmisión de cargas a los cordones superiores de la viga.

Elaboración propia.

Figura 71. Detalle de la celosía horizontal con la pasarela interior y los puntos de apoyo en los cordones superiores de los paneles de revestimiento exterior.

ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) Norman Foster Works 1. Londres: Prestel Verlag.

Proceso de optimización mediante un método heurístico

Figura 72. Unión rígida entre celosías.

Elaboración propia.

Figura 73. Diferencia entre la unión de los cordones superiores de la viga en la configuración original y la nueva modelización.

Elaboración propia.

Figura 74. Diferencia entre la unión rígida mediante 3 apoyos y la unión continua entre celosías propuesta.

Elaboración propia.

Figura 75. Ejemplo de configuración con celosías invertidas.

Elaboración propia.

Figura 76. Modelización del pórtico base.

Elaboración propia.

Figura 77. Coeficientes de cumplimiento en el pórtico base. (Architrave)

Elaboración propia.

Figura 78. Herramientas del módulo de diseño de Architrave.

Recorte de la aplicación Architrave.

Figura 79. Esquema resumen de las primeras fases.

Elaboración propia.

Figura 80. Numeración de los grupos de barras.

Elaboración propia.

Figura 81. Modelo tridimensional del pórtico tipo con diferenciación por colores de los 15 grupos de barras.

Elaboración propia.

Figura 82. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_UA_15G

Elaboración propia.

Figura 83. Volumetría del Pórtico_UA_15G

Elaboración propia.

Figura 84. Volumetría del Pórtico_UR3_15G

Elaboración propia.

Figura 85. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_UR3_15G

Elaboración propia.

Figura 86. Deformada de la cercha sin arriostramiento entre cordones superiores.

Elaboración propia.

Figura 87. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_UR3_15G_SC

Elaboración propia.

Figura 88. Volumetría del Pórtico_UR3_15G_SC

Elaboración propia.

Figura 89. Volumetría del Pórtico_URC_15G

Elaboración propia.

Figura 90. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_URC_15G

Elaboración propia.

Figura 91. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CG3_15G

Elaboración propia.

Figura 92. Volumetría del Pórtico_CG3_15G

Elaboración propia.

Figura 93. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_15G

Elaboración propia.

Figura 94. Detalle de la unión continua entre celosías

Elaboración propia.

Figura 95. Modelización 3D de un pórtico con unión rígida, 3 apoyos y arriostramiento con barras paralelas.

Elaboración propia.

Figura 96. Modelización 3D del Pórtico_UR3_+G con diferenciación de los grupos de barras mediante números.

Elaboración propia.

Figura 97. Comparativa entre coeficientes de cumplimiento del Pórtico_UR3_15G_SC y el Pórtico_UR3_+G

Elaboración propia.

Figura 98. Comparativa entre coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_15G_SC y el Pórtico_CGC_+G

Elaboración propia.

Figura 99. Tiempos empleados para el cálculo del Pórtico_UR3_+G

Captura del VTAM. Elaboración propia.

Figura 100. Tiempos empleados para el cálculo del Pórtico_UR3_15G_SC

Elaboración propia.

Figura 101. Diferencia en el reparto de cargas entre el Pórtico_UR3_+G y el Pórtico_CGC_+G

Elaboración propia.

Figura 102. Detalle de los paneles de cubierta y apoyos cada 1,2m en el punto medio y en el extremo de cada barra de los cordones superiores de la viga.

<https://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/#construction>

Figura 103. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_UR3_FN

Elaboración propia.

Figura 104. Volumetría del Pórtico_UR3_FN

Elaboración propia.

Figura 105. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_FN

Elaboración propia.

Figura 106. Volumetría del Pórtico_CGC_FN

Elaboración propia.

Figura 107. Comparativa de la distancia entre cordones superiores en el pórtico tipo y en el pórtico con celosías invertidas.

Elaboración propia.

Figura 108. Esquema comparativo entre celosías con distintos cantos.

Elaboración propia.

Figura 109. Comparativa entre el Pórtico_CGC_FN, una configuración igual pero con menos diagonales y otra con más diagonales.

Elaboración propia.

Figura 110. Volumetría del Pórtico_UR3_FN y el Pórtico_CGC_FN

Elaboración propia.

Figura 111. Esquema resumen de la cuarta fase.

Elaboración propia.

Figura 112. Detalle de un cambio brusco de diámetro exterior en las secciones del soporte.

Elaboración propia.

Figura 113. Modelización 3D con los grupos de barras por colores del
Pórtico_CGC_S235_+10_-D

Elaboración propia.

Figura 114. Gráfica de coeficientes de cumplimiento.

A. Perez-Garcia, A. Alonso Durá, F. Gómez-Martínez, J. M. Alonso Abalos, and P. Lozano Lloret, "Architrave 2019," Universitat Politècnica de València, 2019. [Online]. Available: <http://www.architrave.es/>. [Accessed: 01-Jun-2021].

Figura 115. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S235_+10_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 116. Volumetría del Pórtico_CGC_S235_+10_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 117. Volumetría del Pórtico_CGC_S235_+10_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 118. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S235_+10_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 119. Modelización 3D con los grupos de barras por colores del
Pórtico_CGC_S275_+20_-D

Elaboración propia.

Figura 120. Volumetría del Pórtico_CGC_S275_+20_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 121. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S275_+20_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 122. Volumetría del Pórtico_CGC_S275_+20_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 123. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S275_+20_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 124. Modelización 3D con los grupos de barras por colores del
Pórtico_CGC_S355_+20_-D

Elaboración propia.

Figura 125. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S355_+20_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 126. Volumetría del Pórtico_CGC_S355_+20_-D antes de la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 127. Coeficientes de cumplimiento del Pórtico_CGC_S355_+20_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 128. Volumetría del Pórtico_CGC_S355_+20_-D tras la homogeneización.

Elaboración propia.

Figura 129. Captura de la web del IVE del precio del Acero S235.

"IVE," Sep. 2021. [https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1\\$](https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1$) (accessed Sep. 15, 2021).

Figura 130. Captura de la web del IVE del precio del Acero S275.

"IVE," Sep. 2021. [https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1\\$](https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1$) (accessed Sep. 15, 2021).

Figura 131. Captura de la web del IVE del precio del Acero S355.

“IVE,” Sep. 2021. [https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1\\$](https://bdc.f-ive.es/BDC21/1/EERA.1$) (accessed Sep. 15, 2021).

Figura 132. Comparativa entre coeficiente de cumplimiento en el Pórtico original y el Pórtico_CGC_S355_+20_-D

Elaboración propia.

Figura 133. Volumetría del Pórtico original y el Pórtico_CGC_S355_+20_-D

Elaboración propia.

Figura 134. Momentos flectores.

Elaboración propia.

Figura 135. Esfuerzos cortantes.

Elaboración propia.

Figura 136. Esfuerzos axiales.

Elaboración propia.

Figura 137. Deformada acrecentada.

Elaboración propia.

Tablas

Tabla 1. Evaluación de cargas permanentes de los forjados.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 2. Evaluación de cargas permanentes de instalaciones.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 3. Valor característico de las sobrecargas de uso según el DBSE-AE

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>

Tabla 4. Recorte del mapa de valores de carga de nieve para el Reino Unido. British Standard. British Standard BS 6399-3 1988. Code of practice for imposed roof loads

Tabla 5. Recorte del mapa de valores básicos de la velocidad del viento para el Reino Unido.

British Standard BS 6399-2 1997, Code of practice for wind loads.

Tabla 6. Coeficiente para el tipo de entorno. DBSE-AE

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>

Tabla 7. Coeficientes de presión exterior para paramentos verticales. DBSE-AE

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>

Tabla 8. Coeficientes de presión exterior para cubiertas planas. DBSE-AE

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>

Tabla 9. Cargas de viento en dirección “Y” sobre paramentos.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 10. Cargas de viento en dirección “X” sobre paramentos.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 11. Cargas de viento en dirección “Y” sobre la cubierta.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 12. Zonas de cubierta para viento en dirección “Y”.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 13. Cubiertas planas. DBSE-AE

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-AE.pdf>

Tabla 14. Cargas de viento en dirección “X” sobre la cubierta plana.

E. M. Saliente Soler, “Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts,” Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 15. Zonas de cubierta para viento en dirección "X".

E. M. Saliente Soler, "Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts," Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 16. Fuerzas superficiales medias en las distintas hipótesis.

E. M. Saliente Soler, "Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts," Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 17. Dimensiones de las secciones tras el predimensionado.

E. M. Saliente Soler, "Análisis de la estructura del Sainsbury Centre for Visual Arts," Universitat Politècnica de València, 2017.

Tabla 18. Dimensiones de las secciones finales del pórtico de referencia y de las utilizadas.

Elaboración propia.

Tabla 19. Dimensiones de cada grupo de barras del pórtico original.

Elaboración propia.

Tabla 20. Características del pórtico base.

Elaboración propia.

Tabla 21. Características del Pórtico_UA_15G.

Elaboración propia.

Tabla 22. Características del Pórtico_UR3_15G.

Elaboración propia.

Tabla 23. Características del Pórtico_UR3_15G_SC.

Elaboración propia.

Tabla 24. Características del Pórtico_URC_15G.

Elaboración propia.

Tabla 25. Características del Pórtico_URC_15G_SC.

Elaboración propia.

Tabla 26. Características del Pórtico_CG3_15G.

Elaboración propia.

Tabla 27. Características del Pórtico_CGC_15G.

Elaboración propia.

Tabla 28. Comparativa de pesos totales entre los modelos con 15 grupos de barras y los modelos con 50/55 grupos de barras.

Elaboración propia.

Tabla 29. Características del Pórtico_UR3_FN.

Elaboración propia.

Tabla 30. Características del Pórtico_CGC_FN.

Elaboración propia.

Tabla 31. Tabla resumen de los resultados obtenidos tras analizar las configuraciones con Acero S235.

Elaboración propia.

Tabla 32. Tabla resumen de los resultados obtenidos tras analizar las configuraciones con Acero S275.

Elaboración propia.

Tabla 33. Tabla resumen de los resultados obtenidos tras analizar las configuraciones con Acero S355.

Elaboración propia.

Tabla 34. Tabla comparativa de las 3 mejores soluciones.

Elaboración propia.

Tabla 35. Características del Pórtico_CGC_S235_+10_-D.

Elaboración propia.

Tabla 36. Características del Pórtico_CGC_S275_+20_-D.

Elaboración propia.



Tabla 37. Características del Pórtico_CGC_S355_+20_-D.

Elaboración propia.

Tabla 38. Tabla comparativa de precios antes y después de homogeneizar las secciones.

Elaboración propia.

Tabla 39. Tabla de costes totales finales de cada uno de los pórticos.

Elaboración propia.

Tabla 40. Tabla comparativa entre las características del pórtico original y el admitido como óptimo.

Elaboración propia.