

# ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL SAINSBURY CENTRE FOR VISUAL ARTS

Esther Saliente Soler

Tutora

Luisa Basset Salom

Curso 2015-2016  
Grado en fundamentos de la arquitectura



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA  
SUPERIOR  
D'ARQUITECTURA

# ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL SAINSBURY CENTRE FOR VISUAL ARTS

Esther Saliente Soler

Tutora      Luisa Basset Salom

Curso 2015-2016  
Grado en fundamentos de la arquitectura

52°37'41"N    1°17'57"E



## Resumen

El presente trabajo de fin de grado consiste en el análisis estructural del edificio Sainsbury Centre for Visual Arts, situado en la ciudad de Norwich y proyectado por el arquitecto de renombre Norman Foster. Se ha dividido la memoria es dos apartados. En el primero se ha realizado una revisión bibliográfica del equipo de diseño y de la historia, composición, funcionalidad, estructura y construcción del propio edificio. Con la información adquirida se tienen datos suficientes para la realización del modelo de cálculo en el programa Autocad. En el segundo apartado se ha realizado una evaluación de cargas y un predimensionado que ha permitido hallar la dimensión de las secciones tubulares metálicas de las que no se tenía información. Para el cálculo de la estructura se ha empleado el programa SAP2000, del que se han extraído y estudiado pormenorizadamente los resultados. Todas las limitaciones exigidas por la normativa española han sido verificadas satisfactoriamente. La importancia de las uniones en el conjunto estructural del Sainsbury Centre es crucial, por lo que se ha analizado en detalle un nudo de la cercha. Por último en las conclusiones se verifica el adecuado comportamiento global de la estructura y la ausencia de anomalías en el modelo. El exitoso e innovador diseño estructural de Anthony Hunt responde favorablemente frente a los esfuerzos analizados.

Palabras clave: Sainsbury Centre for Visual Arts, Norman Foster, Anthony Hunt, análisis estructural, modelo de cálculo.

## Resum

El present treball de fi de grau consisteix en l'anàlisi estructural de l'edifici *Sainsbury Centre for Visual Arts*, situat en la ciutat de Norwich i projectat per l'arquitecte de renom Norman Foster. S'ha dividit la memòria en dos apartats. En el primer, s'ha realitzat una revisió bibliogràfica de l'equip de disseny i de la història, composició, funcionalitat, estructura y construcció del propi edifici. Amb la informació adquirida es tenen dades suficients per a la realització del model de càlcul en el programa Autocad. En el segon apartat s'ha realitzat una avaluació de càrregues i un predimensionat que ha permès trobar la dimensió de les seccions tubulars metàl·liques de les que no es tenia informació. Per al càlcul de l'estructura s'ha emprat el programa SAP2000, del que s'han extret i estudiat detalladament els resultats. Totes les limitacions exigides per la normativa espanyola han estat verificades satisfactòriament. La importància de les unions al conjunt estructural del *Sainsbury Centre* es crucial, pel que s'ha analitzat en detall un nus de la encavallada. Per últim en les conclusions es verifica l'adequat comportament global de l'estructura i l'absència de anomalies en el model. L'exitós i innovador disseny estructural d'Anthony Hunt respon favorablement front al esforços analitzats.

Paraules clau: Sainsbury Centre for Visual Arts, Norman Foster, Anthony Hunt, anàlisi estructural, model de càlcul.

## Abstract

The present final degree assignment consists on the structural analysis of the *Sainsbury Centre for Visual Arts*, located in Norwich and designed by the renowned architect Norman Foster. The memory has been divided in two sections. In the first one, a bibliographical review of the design team, history, composition, function, structure and construction of the building has been made. With the acquired information, data enough is obtained to carry out the calculation model in the AutoCAD program. In the second section an assessment of loads and predimensioning has been performed, which has pinpointed the dimension of the metal tubular sections of which no information was available. SAP2000 program has been used for the calculation of the structure, from where the results have been extracted and studied in detail. All limitations required by Spanish regulations have been verified successfully. The importance of the connections in the structural assembly of the *Sainsbury Centre* is crucial, accordingly a joint of the truss has been analyzed in detail. Finally in the conclusions is verified the proper overall behavior of the structure and the absence of anomalies in the model. The successful and innovative structural design of Anthony Hunt responds favorably to the analyzed efforts.

Key words: Sainsbury Centre for Visual Arts, Norman Foster, Anthony Hunt, structural analysis, calculation model.

## **Agradecimientos**

En primer lugar, me gustaría agradecer a mi tutora Luisa Basset por todo el trabajo realizado. Gracias a su involucración y dedicación ha sido más gratificante la realización del trabajo.

También agradecer a todo el profesorado de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura y en especial a los profesores del departamento de Estructuras por introducirme en este campo que tanto me ha gustado.

Por último gracias a mi familia, compañeros y amigos por siempre estar ahí.



## Índice

Objetivos y metodología	8
<b>1 · CONTEXTO HISTÓRICO</b>	9
<b>2 · FIGURAS PRINCIPALES</b>	11
<b>3 · SOBRE EL EDIFICIO</b>	25
<b>4 · SISTEMA ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO</b>	41
<b>5 · EVALUACIÓN DE CARGAS</b>	51
<b>6 · ANÁLISIS ESTRUCTURAL.</b>	65
<b>7 · ANÁLISIS EN DETALLE.</b>	103
<b>8 · CONCLUSIONES</b>	113
Bibliografía	118
Índice de imágenes	119

## Objetivos y metodología

El objetivo del trabajo reside en el análisis del comportamiento estructural del edificio *Sainsbury Centre for Visual Arts*, obra del arquitecto inglés Norman Foster. El *Sainsbury Centre* es una galería que alberga una colección de arte donada a la universidad de East Anglia (UEA) en Norwich. La respuesta de la estructura tubular ante las solicitaciones y combinaciones correspondientes será analizada con detalle para extraer las conclusiones pertinentes. El análisis del modelo informático se realiza mediante el programa SAP2000 del que se espera obtener el máximo rendimiento.

En primer lugar se llevará a cabo una revisión bibliográfica de los clientes, del arquitecto y del ingeniero estructural con la función de introducirnos en el contexto y en los inicios de proyecto. Tras ello, se describirá de una manera general el edificio abarcando aspectos compositivos, geométricos, formales, estructurales y constructivos. La información extraída del edificio será de gran ayuda para el conocimiento del edificio y la posterior adaptación del modelo de cálculo. En segundo lugar, y tras tener el modelo estructural definido en el programa Autocad, se procederá a realizar una estimación de cargas basándose en el Documento Básico SE-AE y en el British Standard.

El paso siguiente consistirá en realizar un predimensionado manual de la estructura para obtener los perfiles que se deben asignar a las barras en el programa de cálculo SAP2000, ya que no se ha encontrado información de las secciones reales del edificio. Una vez asignadas las secciones y las cargas, se realizarán las adaptaciones necesarias para obtener la mayor precisión posible.

Concluida la fase de inserción de datos en el SAP2000, se obtendrán los resultados del análisis estructural. El estudio detallado de la información resultante constituirá la parte más extensa del trabajo. Mediante diagramas de isovalores, deformadas, información de solicitaciones y demás recursos del programa informático, se analizará el comportamiento estructural del edificio y las verificaciones que la normativa española actual requiere.

Tras el análisis global de la estructura se procederá al estudio en detalle de uno de los nudos de las cerchas tubulares. Para ello se realizarán las comprobaciones geométricas de la *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas*.

Finalmente, se reflejarán las conclusiones extraídas del desarrollo de todo el trabajo realizado. Se valorará si la adaptación del modelo ha resultado satisfactoria. En caso de posible fallo, se plantearán alternativas para obtener un comportamiento óptimo del conjunto de la estructura.

## 1 CONTEXTO HISTÓRICO

## Contexto histórico

La década de 1970 fue un período agitado en Inglaterra, dominada por una crisis de energía paralizante y caracterizada principalmente por la suma de malestar industrial y social e inercia política. En aquel momento la arquitectura también parecía haber perdido su camino. Los proyectos para *Willis Faber & Dumas* y para Sir Robert y Lisa Sainsbury expresan la capacidad de la arquitectura moderna de reinventarse en función de las necesidades sociales y del medio ambiente cambiante.

Los "nuevos" materiales como hormigón armado y acero influyeron en gran medida en la evolución de la arquitectura moderna. La extensión de esta influencia aumentó a medida que avanzaba el siglo XX. Paralelamente, la relación de colaboración entre ingenieros y arquitectos estaba en proceso de cambio. En Inglaterra, entre 1960-70, ingenieros y arquitectos trataban de revolucionar el tratamiento visual de la estructura expuesta, provocando de esta manera, el nacimiento del High Tech.

La situación en Gran Bretaña tiene sus raíces en la arquitectura existente allí en el período previo a la guerra (1939-45) cuando la arquitectura moderna había hecho su primera aparición. Los emigrados de Europa continental y Gran Bretaña fueron muy influyentes en la arquitectura de la época. En ese momento Gran Bretaña era uno de los pocos países de Europa que no estaba combatiendo la arquitectura moderna en favor de un estilo nacionalista, por lo que atrajo a algunos de los arquitectos más innovadores y progresistas del momento.

Norman Foster, al igual que la mayoría, estuvo influenciado por los denominados "maestros" (especialmente Mies Van der Rohe, Le Corbusier y Alvar Aalto). Pero a su vez, estaba fascinado por la arquitectura de la costa oeste de América, esa vertiente que realizaba arquitectura con los productos de

la industria, en particular las Case Study Houses de Craig Elwood. En tercer lugar admiraba la tradición de ingeniería británica y los recintos espectaculares construidos por los ingenieros del siglo XIX. El interés incesante de Foster por la tecnología y el afortunado encuentro con Anthony Hunt provocó una nueva etapa en la arquitectura británica que tuvo gran importancia en las últimas tres décadas del siglo XX.

El *Sainsbury Centre for Visual Arts* sigue siendo, más de tres décadas después de su construcción, uno de los trabajos más alagados de Norman Foster. Junto con el edificio *Willis Faber & Dumas* en Ipswich, Foster saltó a la escena arquitectónica británica como un arquitecto innovador que tendría reconocimiento mundial con la culminación del Hong Kong y *Shangai Bank en Hong Kong*. El *Sainsbury Centre* es el último proyecto en el que el estudio *Foster and Partners* puede considerarse como un estudio íntimo de no más de 30 empleados, con el mismo Foster involucrado en todos los aspectos del proyecto. En palabras de Norman: "*El Centro Sainsbury fue el logro de un equipo de talento excepcional; pero también fue el último proyecto en el que se me podía ver a mí como arquitecto, por así decirlo, con las manos sobre el papel*" (N. Foster)



Fig 1.1 Charles y Ray Eames, casa Eames, Case Study House nº8, 1945-1949, Pacific Palisades California.

## 2 FIGURAS PRINCIPALES

Las personas que dan forma al proyecto son tan importantes como el proyecto en sí. En el siguiente apartado se desarrollarán los aspectos más importantes de las figuras que diseñaron en *Sainsbury Centre for Visual Arts*.

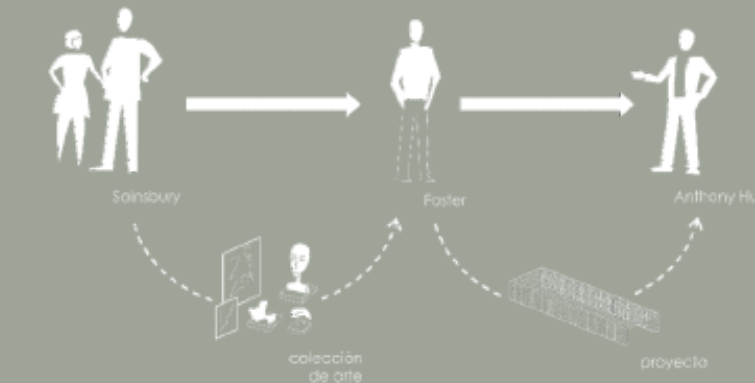


Fig 2.0 Esquema que muestra el "tridente" de figuras que hacen posible la realización del *Sainsbury Centre for Visual Arts*



## Los clientes

### Sir Robert Y Lisa Sainsbury

La importancia del papel de los clientes en este proyecto es fundamental para su desarrollo. A diferencia de otros casos, durante la evolución del *Sainsbury Centre*, Robert y Lisa Sainsbury toman una posición activa y determinante en la toma de decisiones. Por ello, es necesario hacer una breve introducción para describir a los clientes.

Robert James Sainsbury (1906-2000) fue el segundo hijo de Benjamin Sainsbury cuyo padre, John James Sainsbury, fue el fundador del negocio de alimentación de la familia. Junto con su hermano dirige la empresa familiar hasta su retiro. Estudió en Cambridge, donde su interés principal durante la época de estudiante nunca fue el arte.



Fig 2.1 Sir Robert y Lisa Sainsbury fotografiados por Lord Snowdon en 1965 en su estudio para su libro *Private View: The Lively World of British Art*.

Años después escribió:

*"Como hombre joven, no fui sometido a ningún dictado de arte y así, sin inhibiciones, sin ideas preconcebidas respecto a la buena fama en el arte, o la forma correcta de acercarse a una obra de arte, yo era capaz de hacer mis propios descubrimientos"*. Esta cita muestra la filosofía de adquisición de obras que va a seguir a lo largo de su vida.

A principio de 1930 ya había desarrollado interés en el arte contemporáneo. En 1937 se casó con Lisa Van den Bergh (nacida en 1912).

El padre de Lisa fue profesor en la Sorbona y su conocimiento de la escena artística parisina, sin duda, amplió los horizontes de su marido.

Ninguna obra fue comprada sólo como una inversión. Al describir su enfoque en la introducción del primer catálogo del *Sainsbury Centre*, escribió: *"Yo nunca me he considerado como un coleccionista en el sentido más generalmente aceptado de la palabra; es decir, siempre me he negado a adquirir algo simplemente porque llena un vacío o se añade a la representación de una forma de arte en particular (...) Si se me pregunta lo que estoy buscando, siempre digo "yo no busco nada". Por el contrario, me he pasado la vida intentando resistir la tentación"* (Robert Sainsbury)

Juntos Robert y Lisa adquirirán obras de Picasso, Giacometti, Modigliani y el joven Francis Bacon. Un interés particular fue el llamado arte primitivo de África, el Pacífico, Asia y las Américas. Aunque esencialmente ecléctico, la colección de los Sainsbury se divide en dos categorías: los objetos esculturales antiguos o étnicos y el arte Europeo de finales de siglo XIX y principios de siglo XX, hay un tema subyacente antropomorfo, con énfasis en las cabezas y figuras.

Como Norman Foster dice en su obra completa *"Los proyectos más exitosos comparten hasta cierto punto la calidad de la preocupación y del cuidado del mecenazgo"*, con ello defiende que no puede haber una gran arquitectura de inspiración sin clientes. Los clientes para el *Sainsbury Centre for Visual Arts* eran gente extraordinaria –Sir Robert y Lisa Sainsbury. Tras conocerlos surgió inmediatamente una gran química personal entre ellos y Foster, que llevaría no sólo a la creación de una obra maestra, sino también a una cálida amistad; de hecho, la relación se desplazó de clientes a figuras parentales. Más adelante los describiría a ambos como los clientes más exigentes con los que había trabajado, a lo que añadiría que como arquitecto es el más alto cumplido que podría pagar.

*"Un edificio es sólo tan bueno como el cliente"* (N.Foster); esta frase la utilizaría Foster para referirse a los Sainsbury en una entrevista en la que narra los esfuerzos extraordinarios que realizaron para la investigación, para desafiar y para apoyar sus decisiones en todo momento.

La historia del *Sainsbury Centre for Visual Arts* comienza en noviembre de 1973, con la decisión de Sir Robert y Lady Sainsbury de donar su colección de arte etnográfico y del siglo XX a la Universidad de East Anglia, junto con la dotación de un nuevo edificio. Mucho más que una galería, iba a ser un nuevo enfoque social y académico para el campus universitario.

Los Sainsbury habían estado considerando la opción de un posible arquitecto durante un tiempo. El diseñador holandés-indonesio Kho Liang le (1927-1975), había trabajado para Robert Sainsbury en el diseño de su estudio en Smith Square. En un principio se propuso que éste fuera responsable del diseño de los interiores de un edificio proyectado por Foster, pero Kho Liang le murió trágicamente durante las primeras etapas de diseño y Foster asumió la responsabilidad creativa de todo el diseño.

*"Queremos dar a algunos hombres y mujeres -y quién mejor que los estudiantes en una escuela de bellas artes- la oportunidad de ver obras de arte en el contexto natural de su trabajo y vida cotidiana; no sólo porque se les ha incitado a visitar un museo de la galería de arte.*

*Para darles la oportunidad, cuando son jóvenes, de aprender de los placeres de la experiencia visual de observar las obras de arte a partir de no sólo un punto sensual o intelectual de vista: por encima de todo, de darse cuenta de que ciertos objetos son obras de arte, así como pruebas de historia"*

Robert y Lisa Sainsbury



Fig 2.2 Los Sainsburys sentados en una repisa en el hueco de la escalera de Smith Square.



Para la elección del arquitecto, Sir Robert pidió consejo al hijo de Blair Hughes-Stanton, un escritor en materia de propiedad industrial y editor de la revista *Diseño*. Probablemente fue él quien sugirió una visita al Centro de Foster Associates *Fred Olsen Amenity Centre en Millwall Dock*, terminado en 1970 y publicado en su revista. Dicha visita también había sido realizada con anterioridad por los propietarios de IBM y *Willis Faber & Dumas*.

Robert Sainsbury, un pensador progresista que creía que un negocio exitoso necesita cuidar de su personal, quedó enormemente impresionado por su tejido y ramificaciones sociales. Servicios tales como una cantina, duchas y salas juegos, compartidos por trabajadores portuarios y gerentes por igual, fueron una innovación notable en ese momento.

El punto de partida fue una invitación que recibió Foster la mañana de año nuevo de 1974 para una breve discusión con Sir Robert Sainsbury en su casa de Smith Square. Norman no podía imaginar la transcendencia que tendría aquella reunión para su futura vida tanto personal como profesional. La discusión a la que se unió Lisa Sainsbury comenzó durante el almuerzo y continuó hasta el final del día. Sus conversaciones iniciales reflejan la independencia, apertura y convicción de ambas partes.

Foster abandonó la casa con tres grandes impresiones. En primer lugar, su casa era sorprendentemente modesta, íntima y discreta; la arquitectura no era espectacular pero cada espacio estaba decorado con extraordinarias obras de arte. Definía la combinación de exquisito gusto y moderación. El estudio de Robert Sainsbury había sido diseñado por el arquitecto holandés Kho Liang le y contenía obras de artistas anónimas que en el momento de su adquisición fueron apenas reconocidas como obras de arte en sentido tradicional.

La segunda impresión fue el contraste entre la vertiente radical de algunas de sus obras y la elegante pareja. Artistas como Bacon, Moore o Giacometti eran prácticamente desconocidos cuando los Sainsbury se convirtieron en sus clientes.

La tercera impresión fue cómo esas primeras discusiones se extendieron e iba ganando pistas sobre la forma que tenían sus nuevos clientes de entender la arquitectura. Eran tan radicales como los artistas progresistas que habían alentado.



Fig 2.3 Una vitrina especial diseñada por Kho Liang le, para el estudio de Sir Robert Sainsbury. Contenía los elementos más pequeños de la colección y fue bautizado como "el departamento de juguetes"

No mucho después de esa primera reunión en Smith Square hubo una sesión inicial de diseño en la que participaron Robert y Lisa Sainsbury, Norman Foster y Kho Liang le. Pese a que ambos arquitectos eran contemporáneos, Norman Foster confiesa la admiración que sentía sobre Kho Liang le considerándolo como "uno de sus héroes de diseño". El mensaje más importante extraído de la reunión fue que la razón de ser del *Sainsbury Centre for Visual Arts* era parte del regalo, una lógica que sólo podía ser entendida si la colección podía ser albergada en un edificio que reflejara en términos espaciales el espíritu cultural de los donantes.

Ambas partes coincidían en que el estudio de las obras de arte debe ser una experiencia estética placentera. El edificio debe animar al máximo número de personas a visitar la colección. Si un proyecto de este tipo también pudiera ser un lugar de encuentro y proporcionar un enlace con las áreas académicas, tanto mejor.

La primera tarea de diseño era desarrollar una planificación para un proyecto que hasta la fecha no tenía precedente social en el que todas las variadas funciones y grupos de usuarios se integren en un único espacio unificado.



Fig 2.4



Fig 2.6

### Tour por galerías europeas

Para el desarrollo del programa Sir Robert y Lisa Sainsbury junto con Norman y Wendy se embarcaron en un "tour" por las galerías y museos europeos más reconocidos. Era una especie de maratón de investigación en el que ambas parejas examinaban los museos existentes para tener una concepción general de lo que había construido hasta la época. Como afirma Foster: "Visitamos un gran número de museos. Queríamos tener una idea de la forma en la que trabajaban si les estuvieran visitando para ver obras de arte; o si estaban vigilando las obras de arte: o si ha llevado mucho trabajo montar las exposiciones" Norman Foster, the Arthur Batchelor lecture at UEA, Norwich, 7 February.

Visitaron la *New National Gallery* de Mies y el *Lousiana Museum of Modern Art* en Dinamarca del que Norman dijo: "Otras galerías parecían muertas en comparación con ésta. Tenía un ingrediente social, un foco. Todo el mundo estaba allí; todo el mundo estaba disfrutando. Fue un lugar muy divertido. Las exhibiciones eran también muy emocionantes, no estaban sobreprotegidas pero realmente se respetaban. Así que de alguna manera tenía esa sensación de vitalidad y exuberancia, pero al mismo tiempo una especie de entendimiento natural y de respeto que no necesitó barras de hierro entre observador y obras de arte para preservarlo" Norman Foster, the Arthur Batchelor lecture at UEA, 7 February.

Por otra parte del *Aalborg Museum* dijo: "En Aalborg... en una tarde de finales de otoño, latitud norte, la calidad de luz era tal que sólo después me di cuenta de que el edificio no tenía ventanas en el sentido tradicional de la palabra" Norman Foster, RIBA Journal, July 1976. La calidad mágica de la luz natural en el edificio cautivó a Foster desde el primer momento.



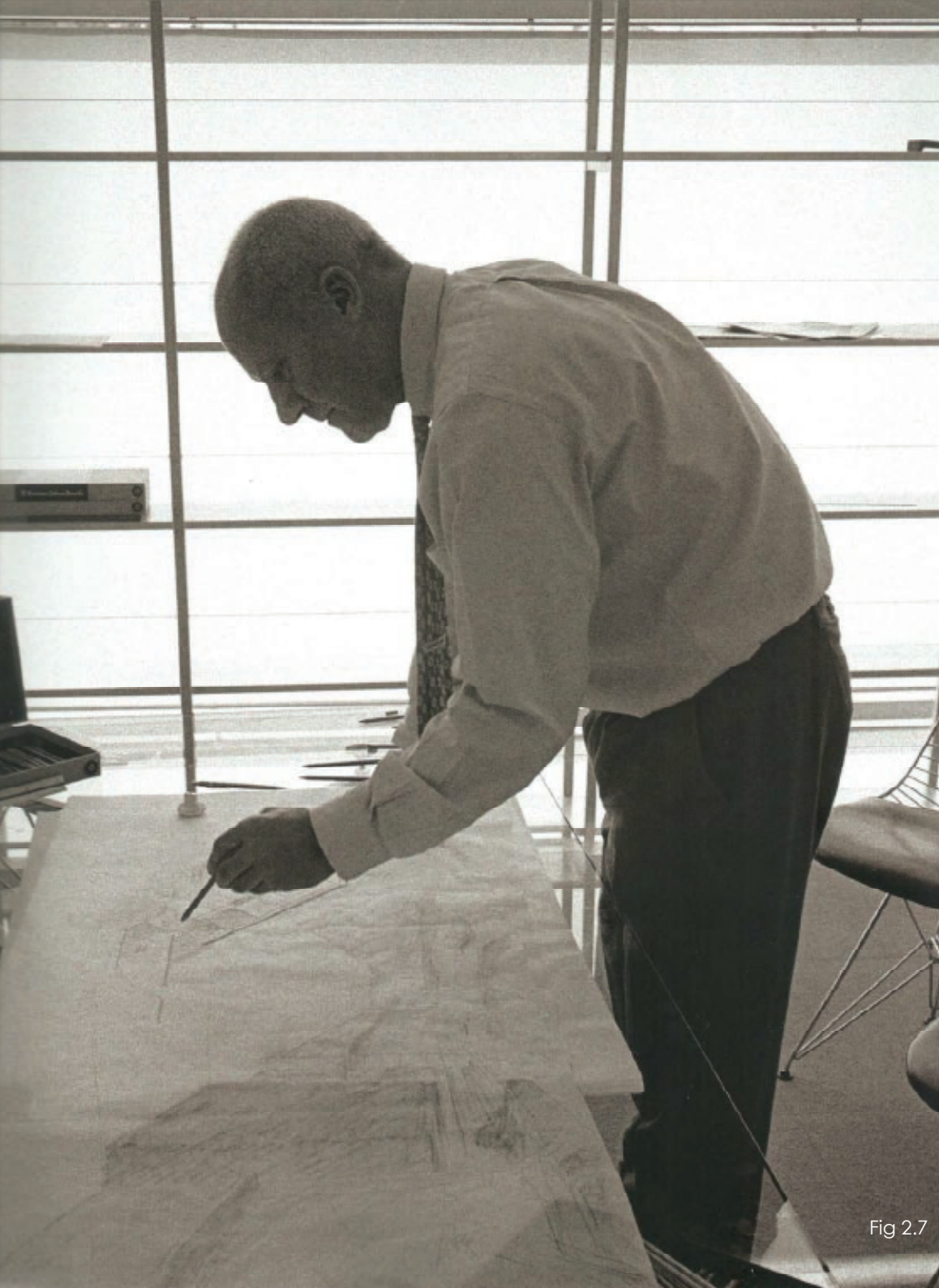


Fig 2.7

## Arquitecto. Vida y obra

### Norman Foster

Norman Foster nace en un barrio pobre de Manchester en 1935. Hijo único de unos padres modestos. Su madre era ama de casa y su padre empleado de una tienda de empeños. No le pudieron dar soporte intelectual, ni artístico ni siquiera económico para poder ir a la universidad. Es a través del lápiz como este niño nacido en un barrio humilde de Manchester llegó a ser el arquitecto seguramente más poderoso del mundo.

Al cumplir los 16 años y acabar su escolaridad encuentra un empleo de conserje en el Ayuntamiento. Este va a ser su primer contacto con la arquitectura. El *Manchester Town Hall* era un extraordinario edificio victoriano. Aunque de una forma distinta, el edificio que más le influyó fue la biblioteca de su barrio obrero proyectada por James Jepson y en la conoció libros como *"Vers une architecture"* de Le Corbusier o *"In the Nature of Materials"* de Henry-Russell.

A los 18 años abandonó el empleo para realizar el servicio militar durante dos años en la marina, en el que ejerció de radio-telegrafista. Al acabar el servicio decide abandonar Manchester sin el consenso de sus padres que pensaban que tener un cargo público en el ayuntamiento era ya un gran ascenso social.

En una oficina de orientación para el empleo, creada después de la segunda guerra mundial para ayudar a los soldados a encontrar una nueva inserción laboral, le dan un buen consejo; que se decantara por un empleo artístico. Logró entrar en un despacho de arquitectura como ayudante de contabilidad ya que poseía destrezas administrativas adquiridas en el Ayuntamiento.

Por la noche se llevaba los dibujos del estudio y los copiaba incesantemente. Al cabo de un año le dijo a su jefe que quería ir a la Universidad y le enseñó sus dibujos, le confesó que se los llevaba a casa y los devolvía por las mañanas. En el estudio tenía acceso a la *Architectural Review* que en aquella época era una ventana al panorama internacional arquitectónico.

### Época inglesa

#### Formación en la Universidad de Manchester

Tras apreciar el talento que poseía, le cambiaron al despacho de diseño en el que se realizaban los proyectos. Poco después pudo acceder a la Universidad de Manchester. Norman recuerda esta Universidad de la siguiente manera: *"La Universidad de Manchester era muy tradicional, muy convencional, muy disciplinada... (...) Fue frustrante porque nunca tuve la oportunidad de debatir"* N.Foster

Le concedieron una beca para una Universidad que él consideraba no era la mejor. Rechaza esa beca y decide ir a la Universidad que él quería y trabajar para pagarse sus estudios buscando, de esta manera, trabajos que fueran muy pesados pero que le dieran el máximo dinero en el mínimo tiempo. Ingresa en la Universidad y se paga los estudios que sus padres no le podían pagar.

El dibujo se convirtió en su seña de identidad en la escuela. Buena parte del dinero lo consigue mediante concursos de dibujo. Siempre se hacían dibujos de estructura clásicas pero él lo revolucionó y empezó a dibujar arquitectura vernácula. Foster amaba los edificios utilitarios: graneros, fábricas, molinos de viento... El propio Norman Foster dice:

*"El entusiasmo por el descubrimiento de cómo funcionan las cosas, cómo parecen encajar entre sí, cómo el diseño de un componente impacta sobre otro ha sido una constante a lo largo de los años y sigue estando conmigo ahora"* N.Foster

El dinero ganado en los concursos de dibujo lo invertía en viajar y ver toda la arquitectura que pudo de Europa. Existen dibujos suyos de obras de maestros como Le Corbusier o Aalto. La arquitectura de Foster no se puede entender sin tener en cuenta la influencia de estos maestros. La escena inglesa estaba caracterizada por el debate fruto del cuestionamiento de los preceptos afirmados por los "maestros". También es necesario conocer la trayectoria de James Stirling como figura que se impone en la escena arquitectónica inglesa.

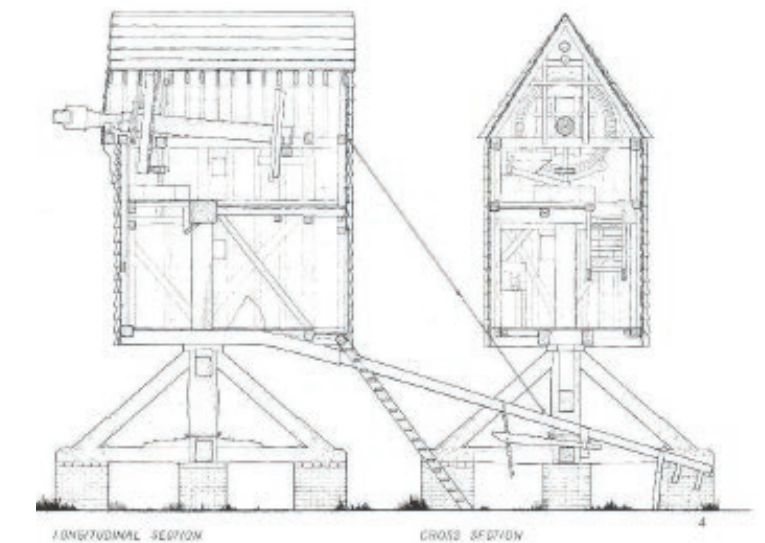


Fig 2.8 Dibujo de Norman Foster de arquitectura vernácula en Cambridgeshire. 1958



### Época inglesa Formación en la Universidad de Manchester

Acabó sus estudios de Arquitectura y Urbanismo en 1961 y consiguió una beca Henry Fellowship para ir a Estados Unidos a cursar un Master y cumplir su sueño.

El destino es la universidad de Yale, donde tradicionalmente sólo habían ido las clases pudientes americanas. La decisión de ir Yale no fue fácil para Norman. Pero pensó que Yale iba a ser un lugar de liberación, con una arquitectura ligada al arte, con ideologías, estilos, pasiones.... Había una aglomeración de talento extraordinaria con Paul Rudolph como director. Los profesores de Yale eran, en aquel momento, los mejores de América.

Esta escuela era muy diferente a la de Manchester, allí se trabajaba todo el tiempo, incluso por las noches. El nivel de exigencia era mucho mayor que en su antigua universidad.

Tal es la influencia que tuvo para Foster su estancia en Yale que la describirá de esta manera:

*"Yale abrió mis ojos y mi mente. En el proceso me he descubierto a mí mismo. Cualquier cosa positiva que he logrado como arquitecto está vinculada de alguna manera a mi experiencia de Yale"(N.Foster)*

Uno de los factores más importantes para Foster en Yale es su encuentro con Richard Rogers. Norman Foster acababa de terminar sus estudios de arquitectura en Manchester y se le había educado en la producción de proyectos en los plazos determinados y con detalles constructivos totalmente coherentes.

Richard Rogers proviene de un entorno social completamente diferente al de Foster, una familia intelectual y artística. Había realizado su formación en la *Architectural Association* que potenciaba la parte más teórica de la arquitectura mediante discusiones y fomentando la curiosidad intelectual. Sin embargo, Rogers era incapaz de dibujar, carecía de habilidad gráfica pero tenía contactos sociales y capacidad de moverse en ese entorno social. Ambos estudiantes formaron equipo en varias ocasiones y se complementaban a la perfección. Como dice Bryan Appleyard en la biografía de Richard Rogers: *"Los hábiles croquis de Foster realizaban con brillantez las ideas sofisticadas pero un tanto difíciles de transcribir de Rogers"*.

Foster queda fascinado de América, un país mucho más premiable en las clases e igualitario que Gran Bretaña en el que la estratificación social era enorme. La arquitectura americana del momento se encontraba en plena efervescencia. En América, Norman descubre a los maestros Wright y Mies cuyas obras visita en Chicago. Todas estas aportaciones serán de gran influencia en su arquitectura posterior.

Richard Rogers y Norman Foster visitaron la casa de los Eames recién licenciados a principio de los años sesenta. La idea de proyecto era innovadora: elegir los elementos del proyecto en un catálogo en lugar de inventarlos sobre el tablero de dibujo. A medida que avanzaba la investigación esa primera idea se reforzó buscando la combinación óptima realizable con un número cerrado de componentes. El concepto de producción hace que conserve un lugar especial en la historia del Proyecto Arquitectónico. Ésta será una de las principales influencias en la arquitectura posterior de Norman Foster. La serie de pabellones que siguieron a la casa Eames, casi impersonales, realizaban una revisión de la arquitectura moderna en la que se decantaba por el minimalismo, neutralidad, flexibilidad y regularidad en planta





#### Team 4

En 1963 Norman vuelve a Inglaterra y se asocia con Wendy Cheeseman, Richard Rogers y Georgie Wolton, antigua novia de Richard, para formar el Team 4. Poco tiempo después Georgie, la única que poseía la licencia de ejercicio profesional, abandona el grupo. Tras ello, se incorpora Su Rogers al Team 4. Wendy y Norman se casaron en 1964 y tuvieron dos hijos. El primer cliente fue el padre de Su Rogers, Marcus Brumwell. Tras el refugio de Cornualles llegaron más encargos como el Creek Vean, la casa de los Murray o la fábrica Reliance Control.

Aunque la fábrica Reliance recibió un premio otorgado por la revista *Architectural Design* en 1966 y el *Financial Times* lo definiera como "el edificio industrial más destacable" en 1967, los encargos no se sucedieron. En junio de 1967, Rogers y Foster decidieron cerrar su estudio.

#### Foster & Partners

En 1967, Norman y Wendy Foster forman Foster Associates que dirigieron conjuntamente hasta la muerte de Wendy en 1989. Actualmente, Foster sigue presidiéndolo bajo el nombre Foster & Partners. Entre 1968 y 1983 trabajaron con Buckminster Fuller en varios proyectos. Durante los primeros años de Foster Associates predominaron las obras que exploraban los terrenos industriales y terciarios.

Durante la primera década el estudio estuvo especialmente dedicado a los lugares de trabajo como fueron los elaborados para la empresa Fred Olsen, IBM o Willis Faber. Su estudio pasó a estar ubicado en la orilla del Támesis. Los años setenta le van a permitir realizar también edificios públicos como el *Sainsbury Centre* o el proyecto *Hammersmith* en los que aplicó los grandes conocimientos adquiridos del mundo de la empresa..

Tras estas obras Norman proyectó el Banco de Hong Kong y Shangai que será el que le llevará a la fama internacional. Existen obras en las que Foster realiza demostraciones estructurales que parecen querer competir con las de Rogers y Piano, sin embargo existen otras en las que su arquitectura se reduce al mínimo estricto. Ambas constituyen dos registros que Foster estudia como alternativas básicas en cada proyecto según el programa.

Ha sido también diseñador de mobiliarios de oficinas, haciendo uso de la tecnología más moderna y teniendo en cuenta la economía formal.

Norman Foster ha recibido durante sus años de ejercicio de profesión más de 400 premios y menciones. De ellos, destacan, por ser los más importantes, el Pritzker, otorgado en 1999; el Europeo de Arquitectura Mies van der Rohe, en 1990; el Auguste Perret de la Unión Internacional de Arquitectos, en 2002 y el Príncipe de Asturias de las Artes, en 2009.

Actualmente Foster & Partners tiene un equipo formado por un millar de profesionales, con oficinas de proyecto en más de 20 países



Fig 2.10 Team Four



Fig 2.11 Norman y Wendy en su estudio de Foster Associates

#### Timeline

##### Norman Foster

Algunas de las obras más destacadas se marcan en la siguiente línea cronológica, incidiendo más en las obras iniciales que marcarán la trayectoria de N.Foster ya que son aquellas que influyen en el desarrollo del edificio objeto de estudio - *Sainsbury Centre for Visual Arts*-.

- 1974-1978 Sainsbury Centre for Visual Arts. Norwich, England
- 1971-1975 Willis Faber & Dumas, Ipswich, England
- 1972-1973 Modern Art Glass Thamesmead, England
- 1970-1971 IBM Pilot Head Office Cosham, England
- 1968-1970 Fred Olsen Amenity Centre. London, England
- 1967 Newport School Gwent, Wales
- 1965-1966 Reliance Controls Swindon, England
- 1965 Murray Mews Houses. London, England
- 1964-1966 Creek Vean House. Pill Creek, Cornwall, England
- 1964 The Cockpit. Pill Creek, Cornwall, England

- 2008-2015 Crossrail Place, Canary Wharf. London, United Kingdom
- 2008-2012 Aeropuerto Internacional de Hong Kong, China
- 2007 Masdar Development, Emiratos árabes
- 2000-2006 Hearst Tower, EE. UU
- 1998-2002 City Hall, Reino Unido
- 1997-2004 Swiss Re Headquarters, 30 St Mary Axe, Reino Unido
- 1996-2007 Millennium Bridge, Londres, Reino Unido
- 1996-2000 Wembley Stadium, Reino Unido
- 1992-1999 Reichstag, New German Parliament, Alemania
- 1991-1997 Commerzbank Headquarters, Alemania
- 1988-1992 Torre de Collserola, España
- 1984-1993 Carré d'Art, Nîmes, Francia
- 1981-1991 Stansted Airport, Reino Unido
- 1979-1986 Hongkong and Shanghai Bank Headquarters, China
- 1979-1982 Renault Centre. Swindon, England

## Ingeniero. Parte activa del proceso proyectual

### Anthony Hunt

Anthony Hunt nació en Londres en 1932. Desde muy temprana edad estuvo interesado en las técnicas complejas. Poseía la combinación de estilo y el conocimiento que le llevaría a ser un ingeniero de gran éxito. Al terminar su período escolar, en 1948, Hunt trabajó inicialmente como técnico en un laboratorio de la universidad. Durante esta época estudió ingeniería en la escuela nocturna. La carrera de Hunt se extiende por más de cuatro décadas de arquitectura británica. Desde su comienzo en 1950 hasta que se retiró en 2002, colaboró con la gran mayoría de los arquitectos destacados del momento produciendo arquitectura que se admira por su calidad visual y elegancia técnica.

A principios de la década de 1950, Samuely era el ingeniero más influyente de Gran Bretaña y Anthony Hunt le escribió en 1951 en busca de un puesto de trabajo. Fue entrevistado por Frank Newby, de Félix J, Samuely and Partners y le ofreció un empleo en el que continuó durante los próximos ocho años.

La oficina de Samuely proporcionaba el verdadero ambiente de ingeniería y arquitectura que favorece el aprendizaje. El mismo Samuely estaba fascinado por la idea de la estructura mínima y Anthony Hunt estuvo trabajando en estructuras que llevaban al límite las capacidades del hormigón armado y del acero. Ésta fue la mejor formación posible para alguien que llegaría a trabajar con arquitectos que demandarían estructuras elegantes y cada vez más esbeltas que no siempre serían las óptimas desde el punto de vista estructural. La experiencia adquirida al trabajar con Samuely dotó a Hunt de la confianza necesaria para realizar estructuras muy esbeltas y minimalistas en los inicios del High Tech, incluyendo estructuras de acero, de hormigón armado, de hormigón pretensado, de materiales compuestos y de placa doblada.

Tras haber trabajado con los diseñadores más innovadores y talentosos, el 1 de agosto de 1962 se fundó Anthony Hunt Associates (AHA). En principio sólo trabajaban Hunt y un colaborador (David Sharples) desde la casa de Anthony en la plaza de San Pedro, Londres. Rápidamente se convirtió en una organización que daba empleo a más de 30 personas. El mayor logro de AHA ha sido la redefinición de la relación entre arquitectos e ingenieros. Tony Hunt ha desafiado continuamente el papel tradicional del ingeniero, prefiriendo trabajar con arquitectos formando un mismo equipo de diseño. Dejando atrás el papel del ingeniero estructural del siglo XX que sólo concretaba la manera de construir una forma que era ideada con anterioridad por otra persona. Hunt aboga por la colaboración desde el principio, cuando el concepto se formula y da pie a todo el proceso de diseño y construcción. De esta manera, contribuyó al desarrollo de cadenas específicas de la arquitectura moderna y al restablecimiento del ingeniero como parte activa del proceso proyectual.

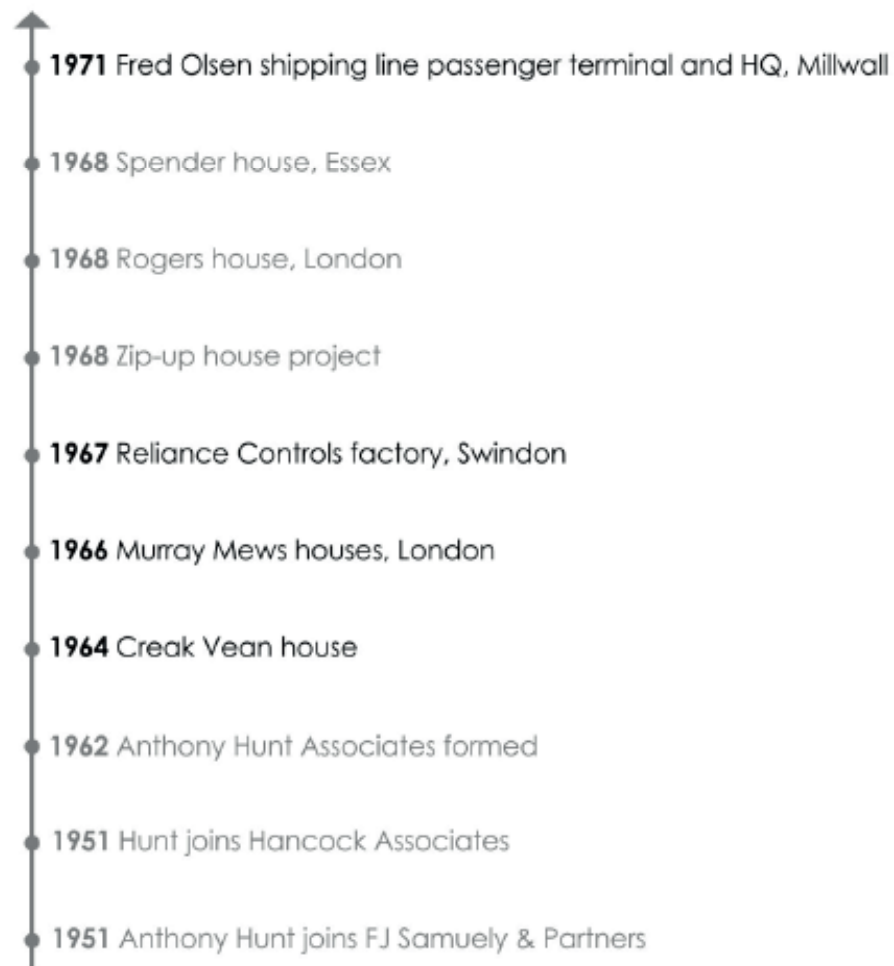
Sus habilidades particulares y su interés por los aspectos visuales del diseño le permitieron forjar fructíferas relaciones con arquitectos. Trabajar con el Team 4 fue sumamente determinante para el nacimiento del High Tech británico con el *Reliance Controls building*. El Team 4 y posteriormente Norman Foster y Richard Rogers poseían las condiciones que Anthony Hunt más valoraba: pequeños grupos de jóvenes entusiastas de diversas disciplinas trabajando en conjunto en el desarrollo de los proyectos.

Uno de los objetivos principales de AHA es que el rendimiento técnico no sea visto como comprometido con el fin de satisfacer necesidades no estructurales. Subyace la fascinación por la fabricación de estructuras elegantes desde punto de vista puramente técnico. Hunt prioriza como premisa principal el uso adecuado y eficiente de los materiales con mecanismos que posibiliten una estructura intelectualmente satisfactoria.

## Timeline

### Anthony Hunt

En la siguiente línea cronológica se muestran las obras en las que Anthony Hunt ha colaborado con diferentes arquitectos. Se resaltan los proyectos en los que Norman Foster es el arquitecto.



# 3 SOBRE EL EDIFICIO

---

El *Sainsbury Centre* es un punto de inflexión en la carrera de Norman Foster. Es el proyecto, junto con el Hong Kong Bank que le hace pasar del anonimato a ser uno de los arquitectos más influyentes a nivel internacional. Él mismo en sus relatos se refiere al Sainsbury como la última obra producida en un despacho íntimo



## Implantación

La Universidad de East Anglia (UEA) fue una de la serie de universidades con entorno verde que se establecieron en Gran Bretaña desde el comienzo de la década de 1960. Se encuentra situada al oeste de Norwich en una ladera orientada al sur con vistas al río Yare. El campus se construyó entre 1964 y 1968, siguiendo el plan de Denys Lasdun's y utilizando una geometría de 45 grados que da respuesta a los contornos del Valle de Yare. El lago formado por la represa del río fue parte del masterplan de Denys Lasdun's pero, se acabó durante la construcción del Sainsbury Centre for Visual Arts.

En Mayo de 1974 comenzaron las discusiones sobre la localización del edificio en el campus. Siete posibles emplazamientos fueron identificados inicialmente. La intención original era situarlo en la zona del campus dedicada a las artes pero Norman se oponía a esa decisión. Foster se preguntaba si no sería más enriquecedor para un estudiante de ciencias poder estar en contacto con artistas, y a la inversa. Después de visitar el Museo de Arte Moderno en Aalborg decidieron situar la obra colindante al área de ciencias y cerca de la residencia de estudiantes. De manera pragmática, el hecho de tener la carretera completa y una serie de servicios previstos para la expansión futura en esa dirección, hizo que la decisión tomada cobrara fuerza. No era necesario invertir dinero en construir nuevas vías y servicios y se liberaban los máximos fondos para la realización del edificio. La entrada desde el campus se realiza mediante una pasarela elevada a modo de paseo arquitectónico.

Norman Foster describió la decisión sobre el emplazamiento del edificio como uno de los aspectos más difíciles de todo el proceso de diseño. Uno de los objetivos fue enfocar las vistas sobre el lago y la ladera, excluyendo las zonas construidas del campus con el fin de crear la sensación de una naturaleza infinita y aislamiento idílico. El edificio estableció su propia identidad pese a seguir la trama de 45 grados establecida.

Mientras se decidía la ubicación final, la idea de un sólo edificio unificado fue desarrollándose. Varias funciones podían acomodarse y combinarse, quedando integradas en un sólo volumen.

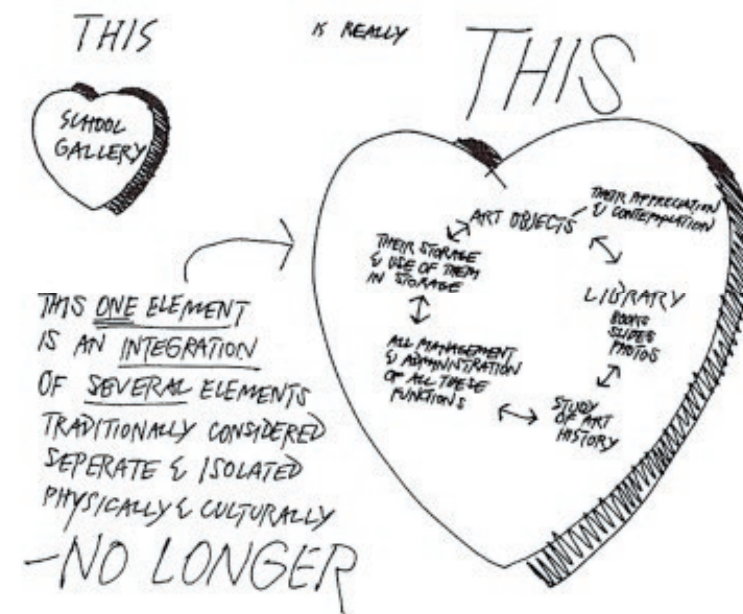


Fig 3.1 Boceto de idea de localización en una sola envolvente.

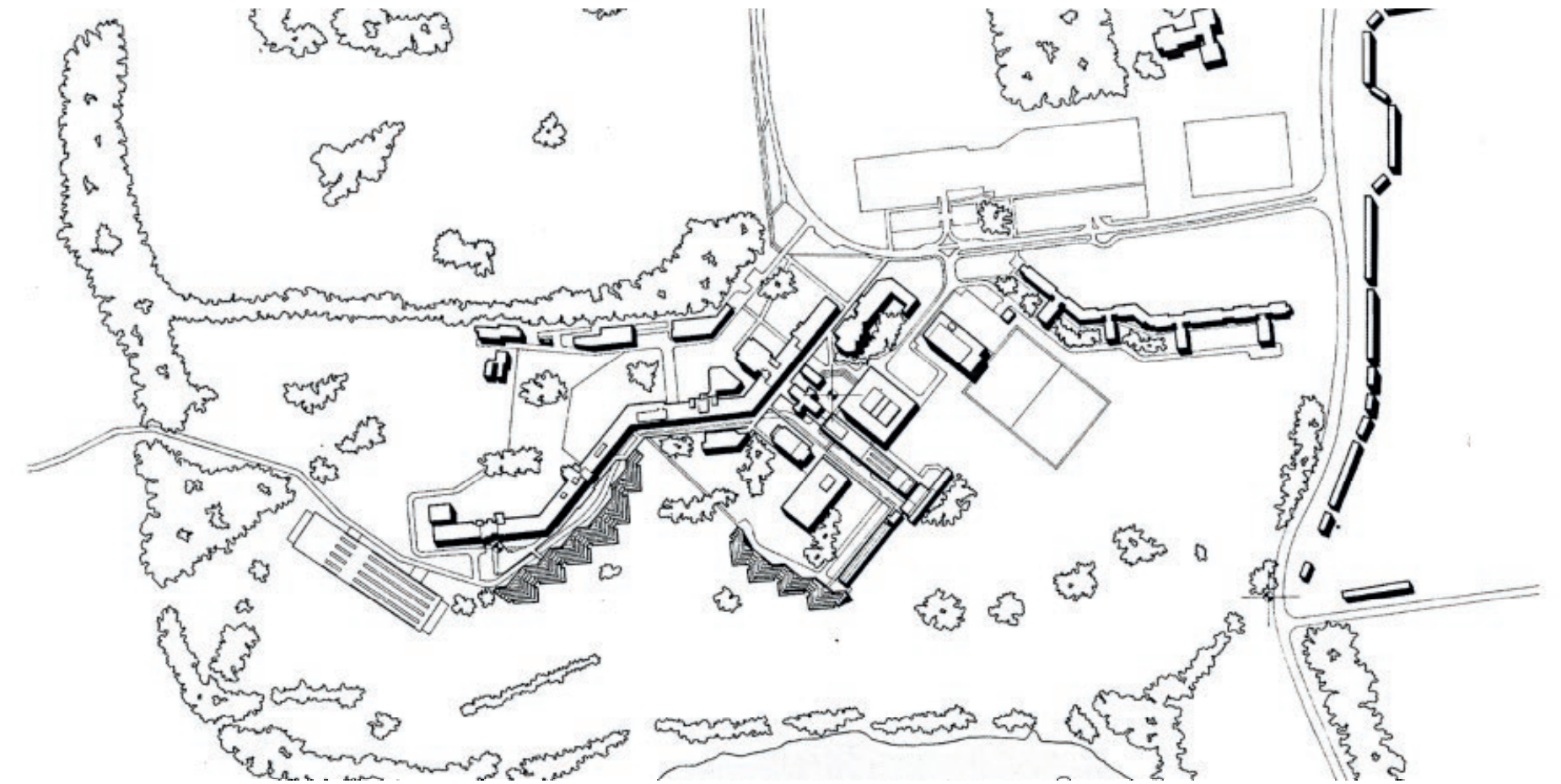


Fig 3.2 Plano de implantación Universidad de East Anglia (UEA)

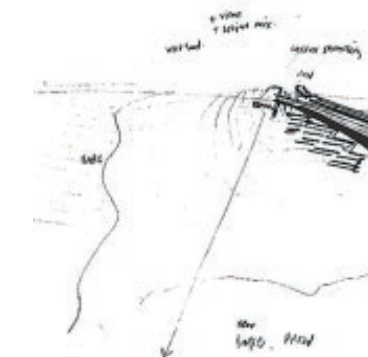
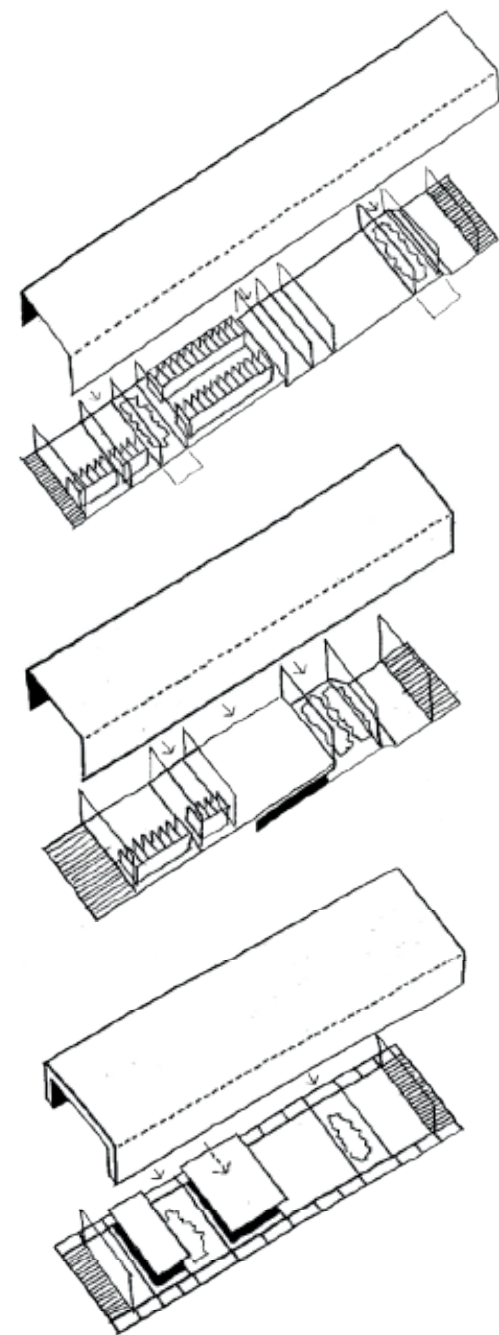


Fig 3.3 Boceto de implantación realizado por Norman Foster

"Dado el caso, se podrían haber producido pabellones separados. Suponiendo un fuerte vínculo entre la colección, en términos de obras de arte, y una escuela de enseñanza de historia del arte, se podrían fusionar esos dos elementos; añadir un restaurante, una sala común de alto nivel, y un pabellón de exposición especial y tendría un potencial total de cuatro edificios. Por otro lado, se podría dar el salto y decir que el vínculo entre todos esos elementos es tan fuerte que la opción de hacer un solo edificio fue abrumadora". (N.Foster)





"A pesar de nuestros esfuerzos, la claridad de las galerías abiertas siempre se comprometía por la necesidad de núcleos sólidos que contienen equipos mecánicos, aseos, cocinas y similares. Fue uno de los retos clásicos de la arquitectura moderna: cómo manejar la relación entre el espacio libre, flexible y los elementos de los servicios fijos." (N.Foster)

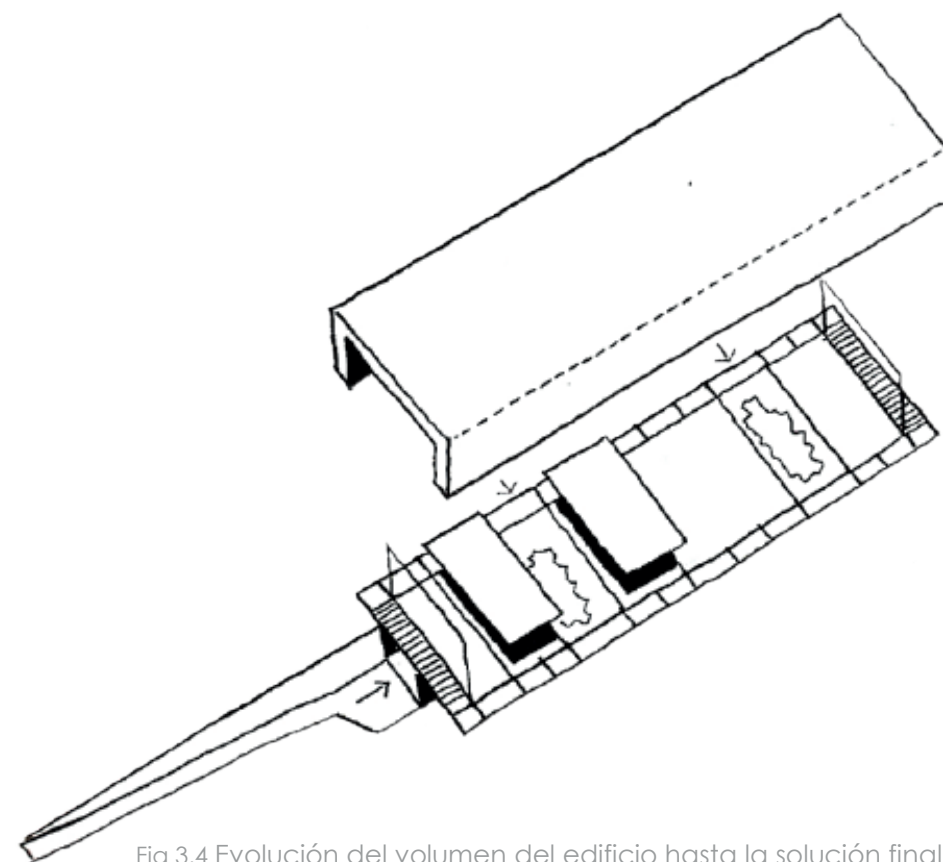


Fig 3.4 Evolución del volumen del edificio hasta la solución final

## Evolución de proyecto

La variedad de usos complementarios –públicos y privados, académicos y recreativos, formales y relajados- creaban un ambiente extraordinario. En palabras de Robert Sainsbury:

"Iba a ser un lugar en el que la gente podía relajarse, mirar las obras de arte de una manera pausada si así lo deseaban, trabajar, leer una novela o simplemente soñar". El espacio resultante formaba una galería sin paredes en el sentido convencional. A pesar de que se leía como un único volumen, en realidad estaba formado por cuatro áreas distintas e interrelacionadas.

La integración y la flexibilidad fueron premisas fundamentales. Foster quería conseguir un espacio que fuera capaz de cambiar en función de las necesidades funcionales o ambientales, como por ejemplo adaptarse a las exigencias de una exposición en particular.

Las primeras propuestas formales reflejaban una disposición lineal de los espacios principales en el más simple de los recintos. Tras un análisis de las exigencias para la escuela y el recinto de exposición se llegó a la conclusión de la necesidad de zonas más pequeñas de lo esperadas. Las subdivisiones internas del espacio en un solo nivel provocaban relaciones complejas entre zonas primarias y secundarias. Para resolver estas dificultades se pensó en hacer uso de la caída natural del terreno para crear un semisótano, pero los obstáculos en las relaciones continuaban. El acierto final de realizar un sistema de doble piel permitió solucionar todos los problemas anteriormente citados. Zonas de instalaciones y servicios fueron albergadas dentro del espesor de la pared, liberando el espacio central. Los altillos tienen vistas largas sobre la gran sala y proporcionan los espacios más privados que requería la

escuela y redujeron las dimensiones de la planta. La aparición de la columna vertebral del sótano solucionó finalmente el problema de almacenamiento y talleres. Como dijo Foster: "cómo manejar la relación entre el espacio libre, flexible y los elementos del servicio fijos, fue uno de los retos clásicos de la arquitectura moderna". El acceso principal al sótano se realiza mediante un rampa que desemboca en un muelle de carga subterránea. Escaleras de caracol y ascensores permiten el acceso a la galería. Las exposiciones temporales y la sala común se encuentran en los espacios abiertos entre entresijos, mientras que el restaurante se sitúa en el extremo oeste, junto a los paneles acristalados.

Foster 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.

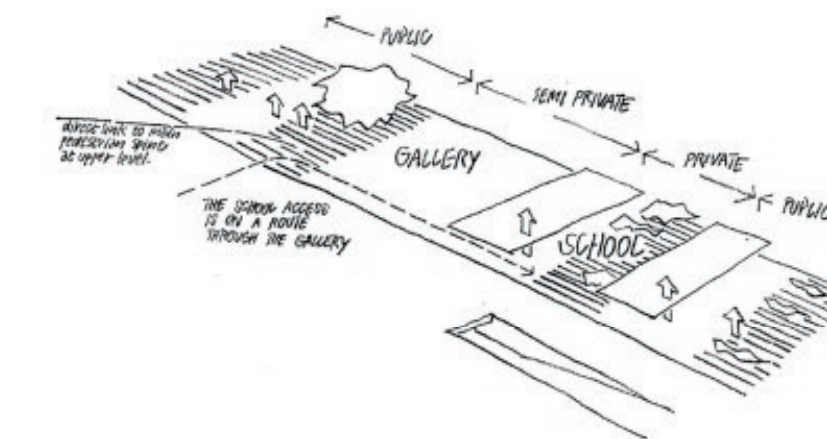


Fig 3.5 Esquemas de proceso proyectual. Zonas de privacidad



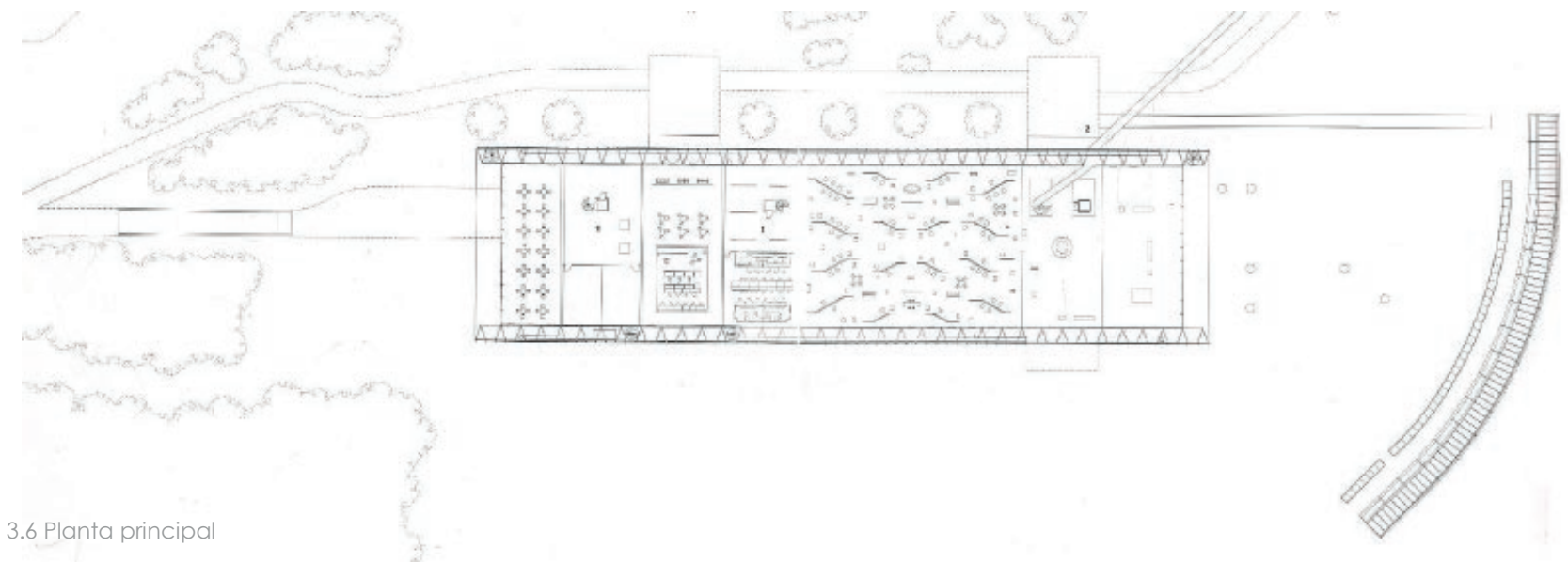


Fig 3.6 Planta principal

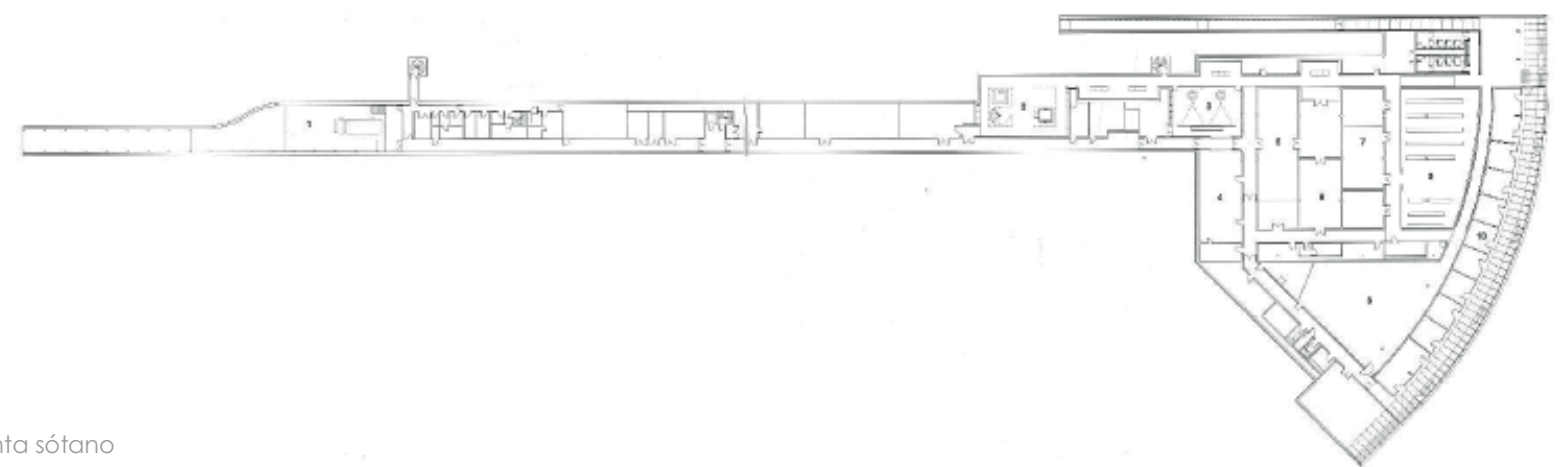


Fig 3.7 Planta sótano

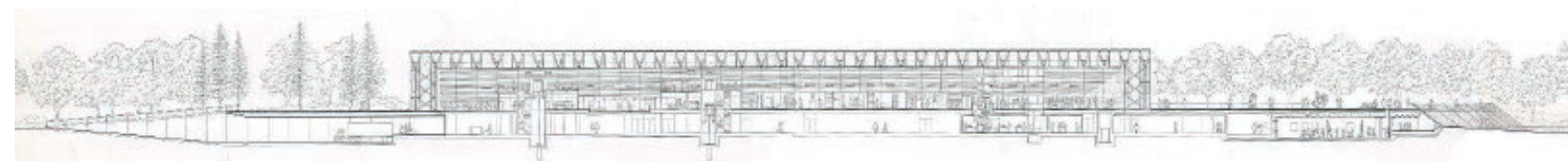


Fig 3.8 Alzado

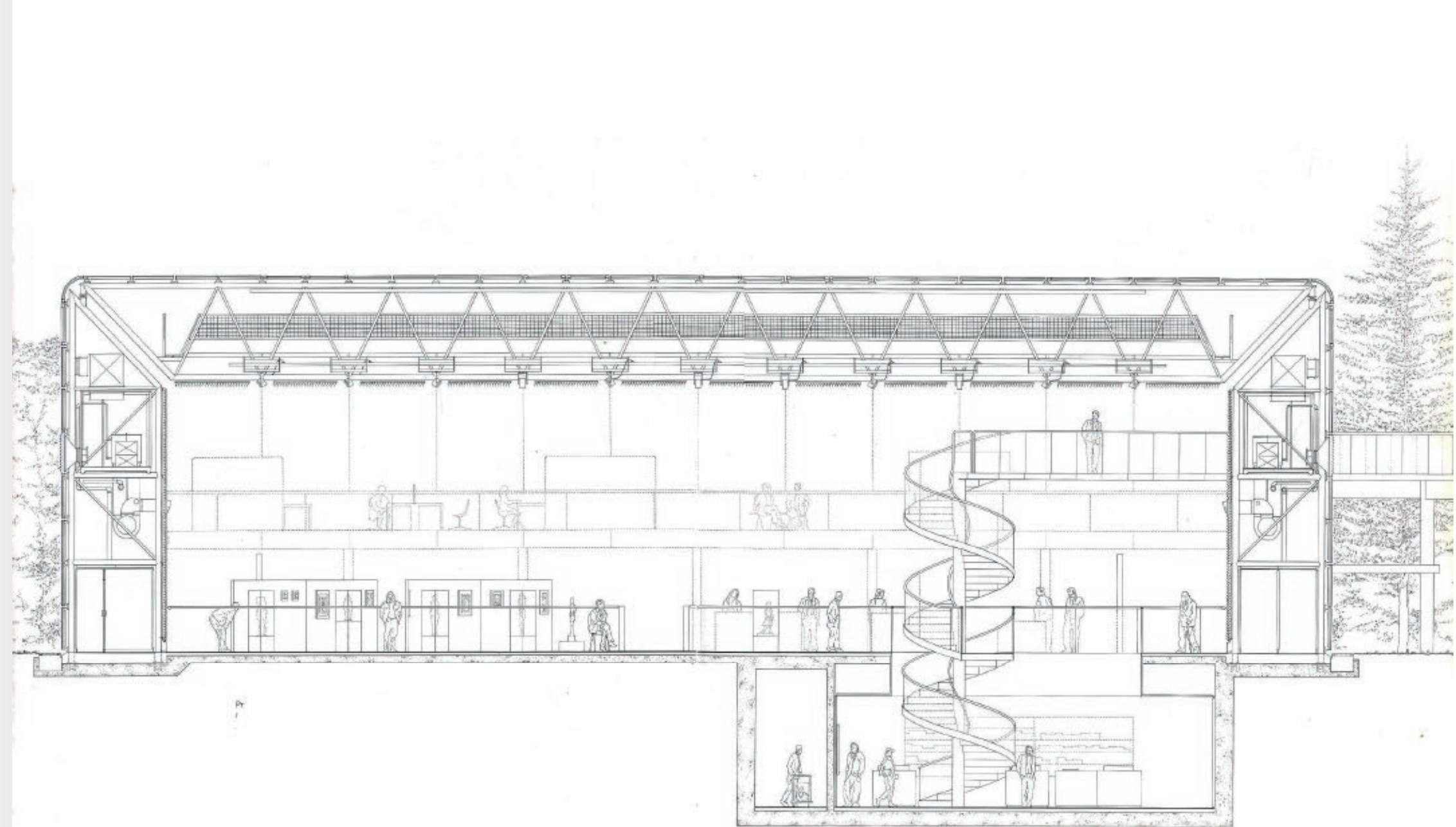


Fig 3.9 Sección constructiva



## Revestimiento

Al mismo tiempo que se desarrollaba la estructura del edificio, se avanzaba en la definición del cerramiento. Como objetivo inicial se planteó la creación de un sistema de paneles intercambiables. Por intereses tanto económicos como estéticos, se decidió utilizar los mismos paneles para techo y paredes. La capacidad de cambiar de sólido a acristalado era beneficiosa para ambas superficies.

Se establecieron unas exigencias básicas en el proceso de diseño. Los paneles tenían que requerir el mínimo mantenimiento. Debían ser estructuralmente rígidos pero lo suficientemente ligeros para ser transportados por una sólo persona.

El sistema de revestimiento final lo forman paneles sándwich de 1,8 x 1,2 metros, con una piel exterior de aluminio anodizado altamente reflectante y relleno de espuma fenólica de 100mm con un alto valor de aislamiento. Cada panel encaja perfectamente en una trama de juntas de neopreno que actúan como canales de aguas pluviales. No hay tuberías, por lo tanto, desaparecen las fugas o problemas de mantenimiento. Una ligera inclinación de 150mm se crea en el cerramiento para mejorar el desagüe y contrarrestar la percepción de hundimiento que se podía haber percibido. Además las juntas de neopreno forman el sello entre la estructura y los paneles de revestimiento.

Se crearon cinco tipos de paneles. Dentro de esos cinco se puede dividir en dos categorías, los planos y los paneles especiales para doblar la esquina entre pared y techo. Los primeros están disponibles en formato sólido, vidrio y parrilla; los segundos están disponibles vidriados o sólidos. Todos los paneles de cada categoría son intercambiables simplemente aflojando seis pernos.

El mantenimiento regular se lleva a cabo de manera muy efectiva por el interior de las zonas de servicio, sin molestar en las áreas de actividad de la galería. Si se requiere una revisión más importante, los paneles externos se pueden quitar y reparar el incidente desde el exterior.

La solución de membrana entre cerramiento interior y exterior permite que las instalaciones se ubiquen de manera más uniforme a lo largo de la dirección longitudinal. Para una mayor flexibilidad, las paredes y los techos de las áreas de servicio se instalaron de manera independiente de los paneles exteriores y del revestimiento de rejillas interiores. Se crearon módulos de servicio autónomos que podían ser fácilmente desmontados y trasladados.

La posibilidad de acceder a la membrana del techo ofrece enormes beneficios. Se instalan pasarelas en cada cercha para permitir un buen mantenimiento. También permiten acceso para regular las rejillas ajustables que controlan la cantidad de luz que entra a través de los techos solares. El control de la iluminación artificial también es posible gracias a este mecanismo. De la misma manera que ocurre en los techos solares, rejillas fijas, que en este caso ocultan material acústico, se alinean en las paredes y superficies acristaladas.

Son muchas las ocasiones en las que Foster ha comparado esta obra con una aeronave, mientras que el fuselaje puede ser diseñado para volar miles de horas, los motores y la aviónica será reemplazo muchas veces durante su vida útil. En *Sainsbury Centre* fue diseñado con el objetivo de que los elementos de "corta vida" se pudieran reemplazar con facilidad. Este enfoque resultó profético cuando se detectaron problemas en el revestimiento y hubo que cambiar todos los paneles.



Fig 3.10 Sistema de revestimiento, Paneles intercambiables, panel de vidrio y rejillas interiores

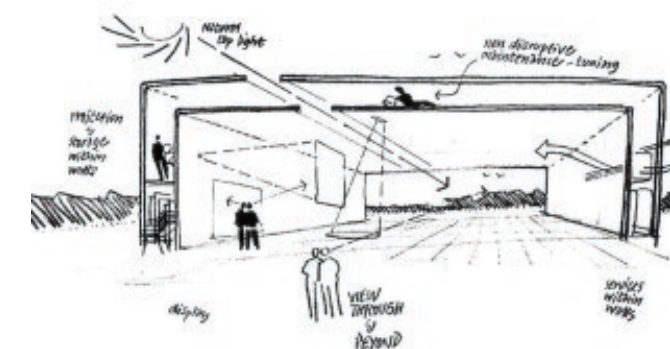


Fig 3.11 Boceto conceptual doble piel



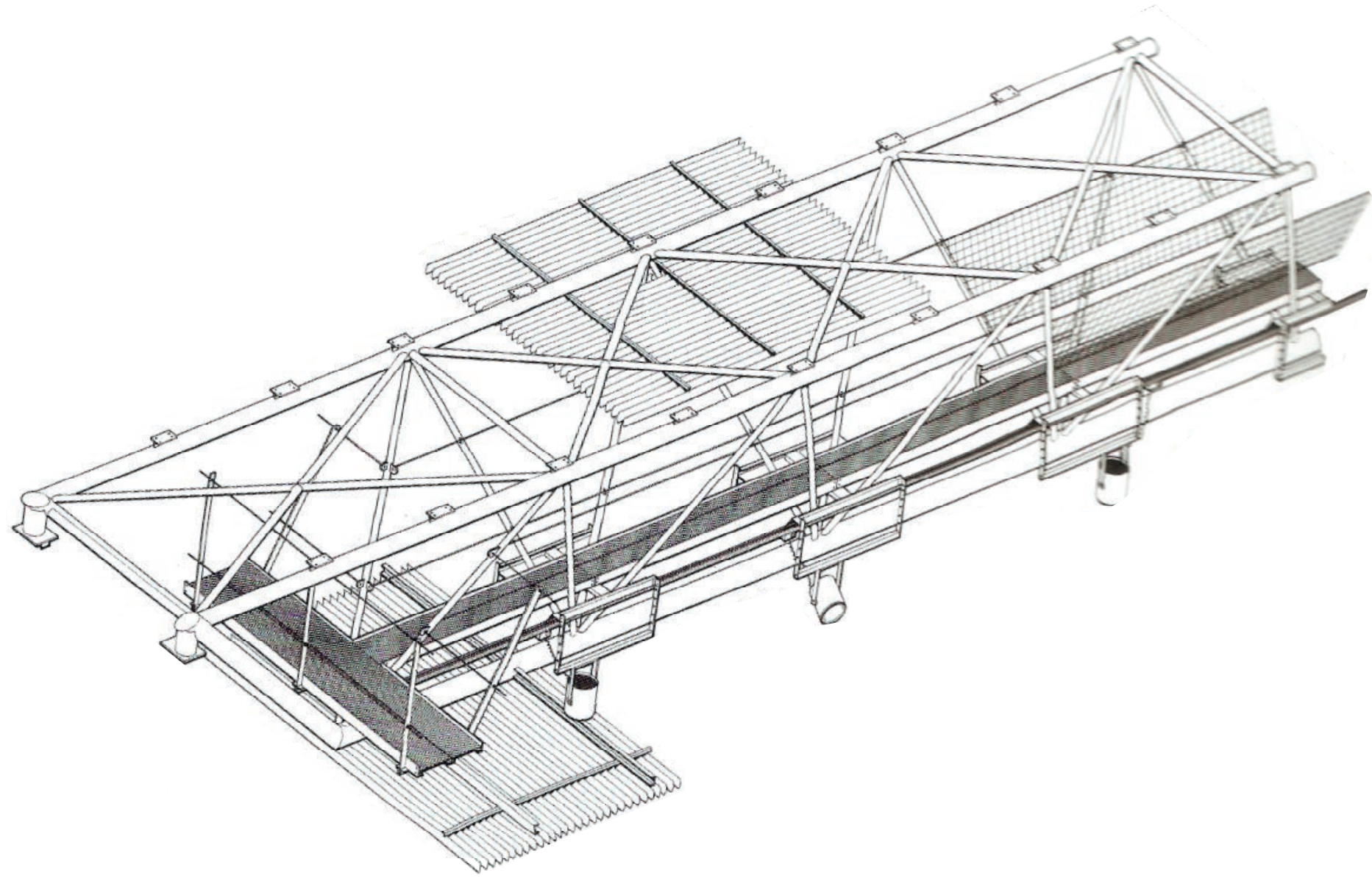


Fig 3.12 Axonometría constructiva cercha en celosía



Fig 3.13



Fig 3.14

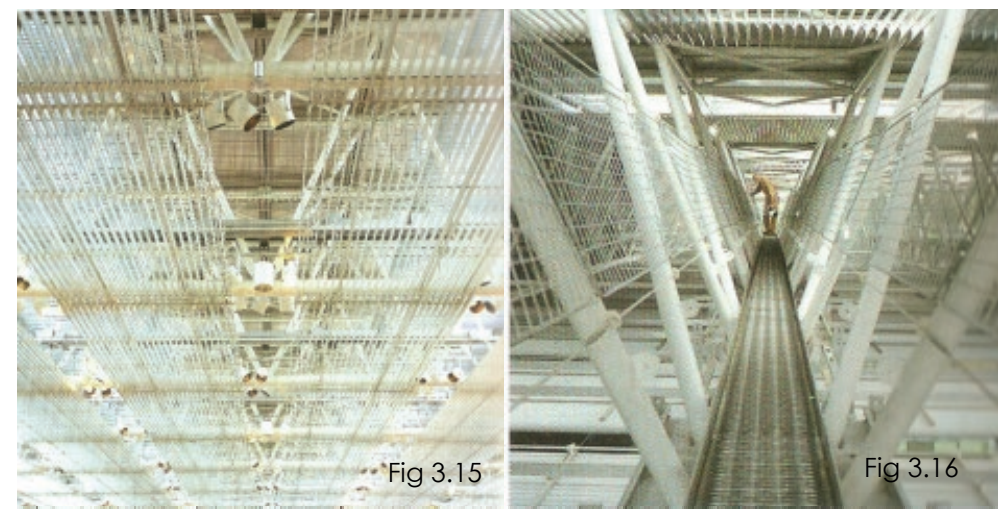


Fig 3.15

Fig 3.16



## Influencias

Norman Foster volcó una gran parte de sus esfuerzos en conseguir la realización del techo solar regulable del *Sainsbury Centre for Visual Arts*. Fue el primero de muchos techos diseñados para capturar y controlar la luz solar. Esto fue gracias a la eliminación de las instalaciones y servicios del forjado. Su fascinación particular por la luz natural y la forma en la que ésta cambia constantemente fue el motor principal de esta iniciativa de mejora de los espacios. La mayor parte de la colección se puede ver sometida a la luz del día al igual que lo hacía en el domicilio de los Sainsbury.

*Stansted* llevó el concepto solar más lejos e invirtió el concepto de aeropuerto convencional que había hasta la fecha. Toda la maquinaria que impulsa el edificio se destierra a nivel subterráneo, mientras la cubierta deja pasar la luz del día. Este modelo ha sido ya adaptado por la "nueva generación" de aeropuertos de todo el mundo como los aeropuertos internacionales de *Hong Kong* y *Beijing*.

El edificio también fue pionero en el diseño de bajo consumo energético. Foster diseñó un sistema de ventilación natural haciendo uso del vacío entre las dos pieles del edificio en lugar de la instalación de aire acondicionado convencional. La altura del edificio es un factor crucial en el control de la temperatura, el aire caliente recogido en la parte superior puede ser expulsado por un sistema de ventilación simple, que permite condiciones de trabajo a nivel del suelo durante el día. El alto nivel de aislamiento del sistema de paneles de revestimiento es un factor importante en el control de la temperatura.

La premisa principal que defiende el *Sainsbury Centre* es que la arquitectura debe trabajar con la naturaleza. Aprovecha los ciclos noche-día y expulsa el exceso de calor durante los meses más cálidos del año. El *Sainsbury Centre* fue pionero en este nuevo enfoque de ingeniería ambiental, y ha influido desde entonces en muchos proyectos.

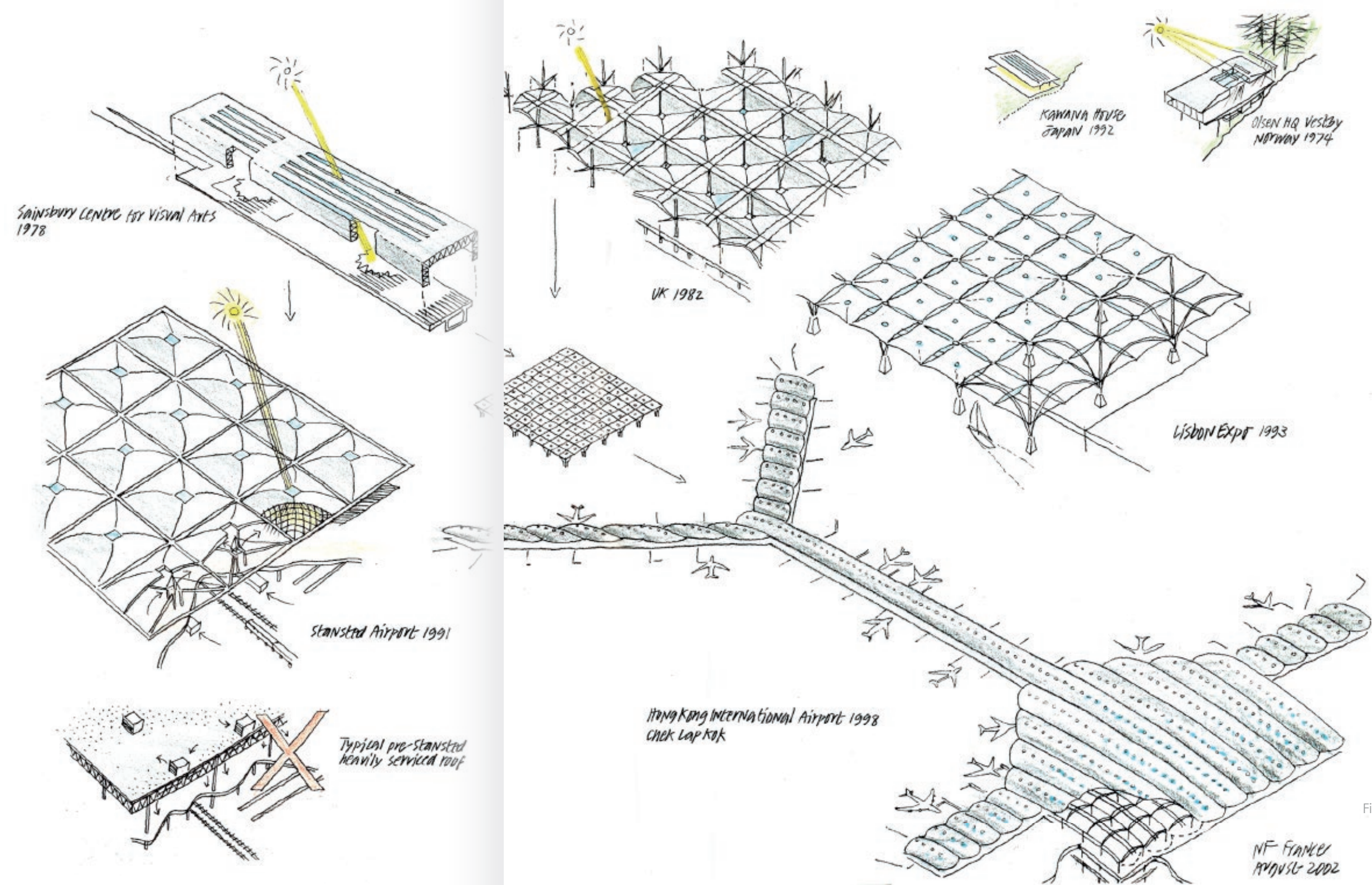


Fig 3.17 Relación con otros proyectos



## Ampliación posterior

### Crescent wing

En 1986 se planteó la idea de ampliar el edificio para mostrar la colección que no podía ser mostrada en la galería principal y añadir talleres de conservación adicionales y espacios flexibles para exposiciones y conferencias. Foster siempre había previsto la posibilidad de ampliar la galería. Dado el carácter modular del edificio y sus extremos abiertos, parecía obvio que la ampliación sería una extrusión del original por uno o ambos extremos.

Se realizaron algunos bocetos que mostraban el resultado final y los Sainsbury quedaron descontentos con la imagen de la nueva intervención. Sir Robert pensaba que la mayor obra de la colección era el propio edificio y no quería que perdiera la esencia. Tanto Foster como los Sainsbury abogaron por un enfoque alternativo, Norman estaba convencido de que era el camino correcto.

*“No hagamos lo obvio, tengamos la mente abierta, dispuestos a desechar nuestras ideas preconcebidas” (N.Foster)*

Así surgió la idea del ala del edificio que se extiende a nivel subterráneo existente y aprovecha la caída del terreno hacia el este. La ampliación emerge parcialmente iluminada en forma de acristalamiento de media luna. Desde el exterior simplemente se atisba una pista de lo que ocurre en este espacio. Acoge espacios muy diversos, desde oficinas que necesitan abundante luz natural a cuartos oscuros fotográficos. Su configuración semienterrada permite cumplir con las diferentes demandas de luz natural.

El Centro Sainsbury no es una entidad estática, es totalmente capaz de adaptarse a los nuevos cambios y necesidades.

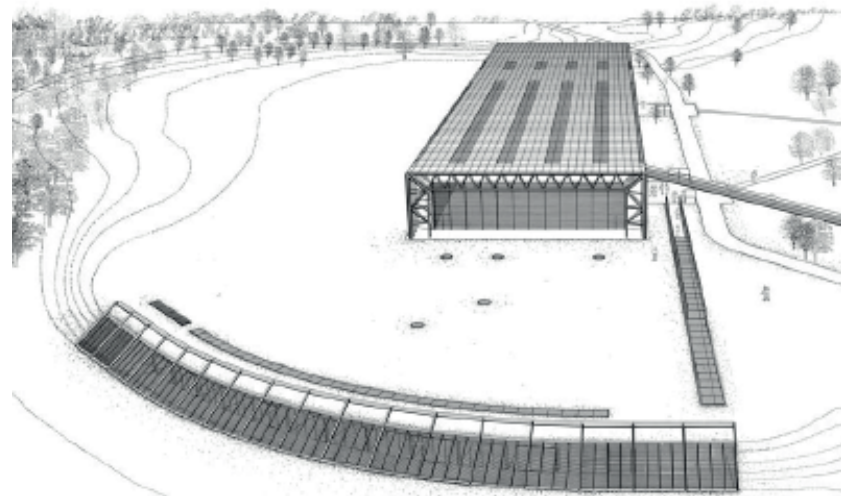


Fig 3.18 Axonometría con ampliación incluida

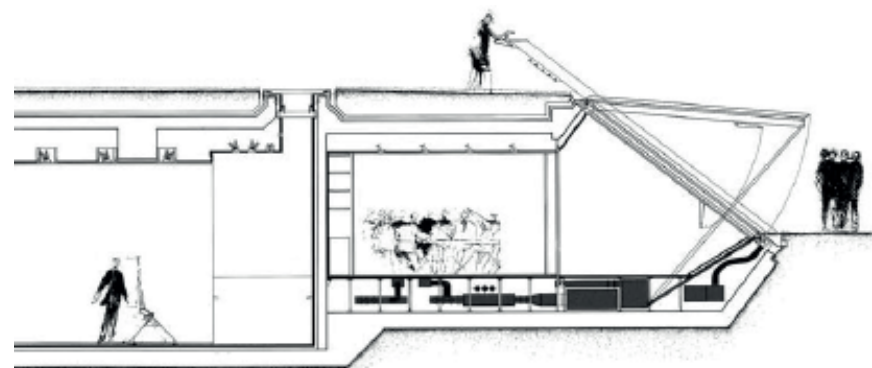


Fig 3.19 Sección con ampliación incluida





Fig 3.20

## 4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO

La mayoría de las obras de Foster se pueden clasificar en dos vertientes, la que daría mayor importancia a la estructura y la que daría primacía a la envolvente. En el caso del *Sainsbury Centre for Visual arts*, estructura y envolvente entran en compromiso, siendo ambas las partes fundamentales del proyecto. Como se puede observar en la figura 4.0, el diagrama de Norman Foster muestra como los elementos estructurales y de revestimiento se complementan.

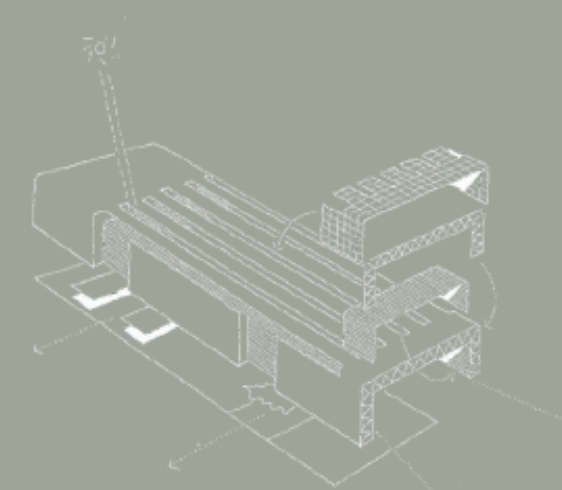


Fig 4.0 Esquema relación envolvente-estructura



## Definición de la estructura

### Estructura anterior

El diseño de la estructura del *Sainsbury Centre for Visual arts* sufrió una evolución muy grande hasta llegar a la solución definitiva.

Los bocetos iniciales de Anthony Hunt para la estructura básica que aparecen en la figura 4.1 proponían estructuras de pilares y vigas que fueron reemplazadas prácticamente desde el inicio por una solución de pórtico. Hunt conocía bien este tipo de estructura que había sido usado en proyectos como el *Reliance Controls* o el *Modern Art Glass* en Thamesmead. Los primeros dibujos y modelos de esta solución aparecieron al poco tiempo y mostraban soluciones estructurales tal y como se puede observar en la figura 4.2. Desde el primer momento se trabajó en las uniones con el terreno, en la solución de ángulo y en los puntos de fijación de los tubos de acero, bielas y elementos transversales.

El primer sistema estructural que se exploró consistía en un pórtico de acero de 300mm de profundidad en el que apoyaba un sistema secundario de perfiles de aluminio pretensados. El revestimiento con aislamiento de 75mm de espesor se atornillaba a los perfiles secundarios. Este modelo estructural no permitía margen para ocultar los servicios y la entrega de instalaciones. Se investigaron varias posibilidades, algunas de ellas con la estructura fuera de la piel y algunas de ellos con la estructura dentro de la piel. El sistema estructural en todas ellas formaba parte del vocabulario visual.

Norman Foster no estaba de acuerdo con la solución de pórtico y hubo un momento crucial en septiembre de 1975 en el que se produjo un punto de inflexión.

Foster dijo: "Tenemos que repensarlo. Tiene que ser una estructura de doble piel".

Sin embargo, para Anthony Hunt fue una decisión inesperada. Habían progresado mucho en el sistema de pórtico y se encontraba muy evolucionado.

El cambio crucial tomado "a cinco minutos de media noche", permitía libertad espacial completa. La profundidad de la doble piel albergaría todos los servicios e instalaciones. A su vez, con esta decisión fue superada la limitación de la pesadez visual que implicaba la solución de pórtico.

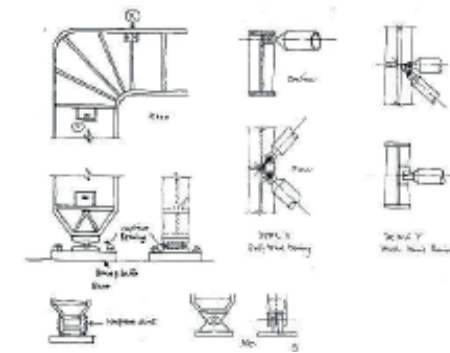


Fig 4.1 Primeros dibujos Anthony Hunt para la solución de pórtico

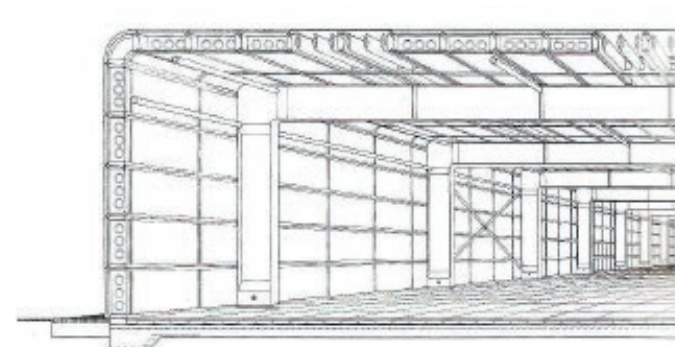


Fig 4.2 Sección fugada estructura inicial. Anthony Hunt

### Cambio de estructura

La solución de la doble piel se remonta a los estudios realizados en los que se estudiaban las repercusiones de fijar la piel dentro o fuera de la estructura. Cada método tenía ventajas y la combinación de los dos sería la clave del proyecto. El éxito conceptual del *Sainsbury Centre* es la membrana de 2,4m extrusión que forma la pared y el techo. Es constante y todo lo contiene.

La estructura final es un sistema reticular prismático de acero tubular de 2,4m de profundidad por 1,8m de ancho. Anthony Hunt recurrió a una solución idéntica de cerchas prismáticas con las mismas dimensiones tanto si se utiliza en posición vertical como en posición horizontal. Las cerchas en celosía equidistan 3,6 metros de los centros. Los pilares salvan una distancia de aproximadamente 34m. Cerchas y pilares forman un conjunto de 37 marcos estructurales triangulados que se prolongan a lo largo de 131,4m. El *Sainsbury Centre* no posee estructura secundaria, se forma a partir del agrupamiento de estructura primaria.

Cercha y pilar están conectados tal y como dice la bibliografía por una "junta de pasador" a un lado y una "junta de deslizamiento" en el otro, que corresponde con un apoyo simple y un apoyo deslizante. La carga se transfiere en la parte superior de las columnas.

La dimensión de 2,4m se consideró una profundidad óptima que proporcionaba seguridad estructural y creaba un espacio idóneo para albergar diferentes servicios e instalaciones. El ancho 1,8m vino determinado por las dimensiones ya definidas de los paneles que se habían desarrollado en paralelo a la estructura inicial. La nueva estructura de cerchas en celosía debía adaptarse a esta medida.

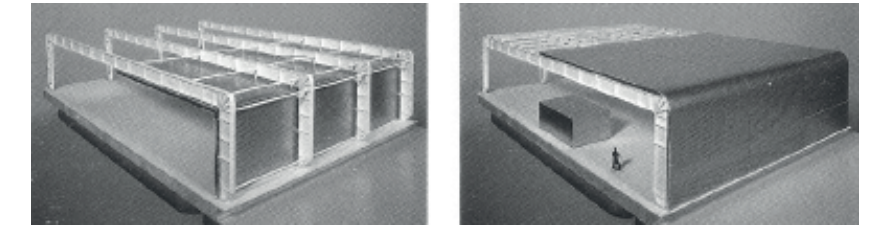


Fig 4.3 Comparativa revestimiento interior/exterior

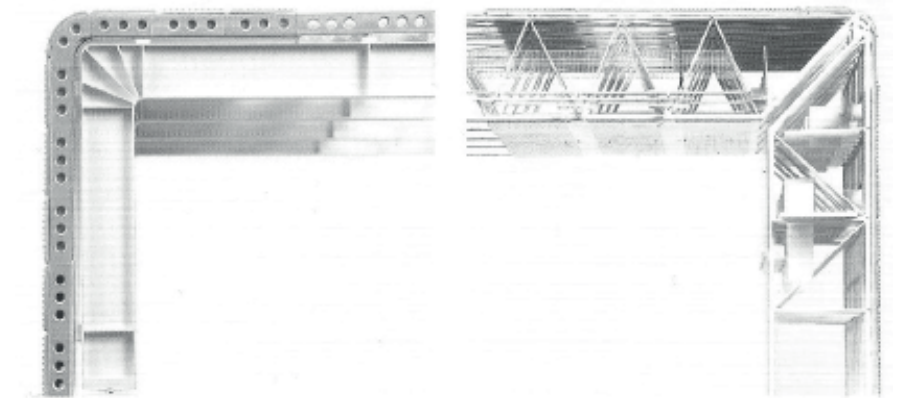


Fig 4.4 Comparativa estructura inicial/definitiva





Fig 4.5

Existen vigas contraviento a lo largo del edificio para garantizar la estabilidad horizontal del pórtico respecto a las cargas de viento y se forman mediante la triangulación de planos entre los brazos superiores de los elementos horizontales en ambos extremos. Los extremos acristalados se desplazan hacia el interior y revelan uno de los puntos visualmente más complejos de la estructura: el arriostramiento complementario que conecta dos marcos estructurales para dotar de estabilidad a toda la estructura. Estos arriostramientos aparecen en los dos extremos de la construcción para absorber la carga de viento y también están ubicados a ambos lados de las dos juntas de dilatación. Cuando esto ocurre, es necesaria una conexión adicional entre elementos horizontales y verticales que se produce en el lado interior de las secciones principales. Estas conexiones especiales son totalmente visibles en los alzados transversales del edificio. La existencia de juntas de dilatación crea 3 bloques de estructura independientes. Cada bloque posee rigidización en ambos extremos.

Las cerchas están diseñadas para asentarse sobre las bases de la cimentación de hormigón por lo que no había necesidad de pilotes profundos. Se realiza una losa integral de suelo flotante. El encuentro con la cimentación está diseñado para absorber la flexión transversal de los pilares. El sótano es una caja de hormigón armado estanca, diseñada para resistir flotación en condiciones de inundación. Los altillos se conciben como elementos totalmente independientes de la estructura envolvente. Para definirlo se hace uso de la expresión "edificio dentro de edificio".



Fig 4.6 Junta de dilatación

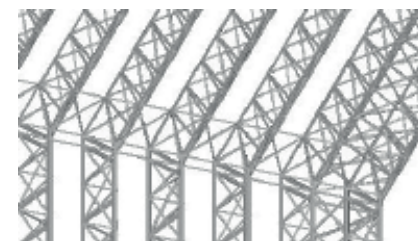


Fig 4.7 Viga contraviento. Modelo

### Equilibrio voluntad estética-función estructural

Anthony Hunt admite que no era la estructura más eficiente que se podía haber realizado, pero justifica su diseño con la preservación de la idea arquitectónica. No siempre es posible llegar a la función estructural óptima estando condicionado por unos requisitos formales y estéticos, pero en el *Sainsbury Centre* se aúnan ambos para obtener una solución excepcional.

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. 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.

La sección del edificio desde el punto de vista estructural no era la idónea. El diseño y la forma de la arquitectura afecta a la distribución de las fuerzas internas y lo ideal es obtener los menores niveles de fuerza interna. En el *Sainsbury Centre* pequeños valores de carga producen elevados momentos de flexión.

Tal y como se explica en el libro *Structure and Architecture* "la forma de sección transversal más eficiente para la construcción, desde un punto de vista estructural, habría sido la de un arco de catenaria. La sección transversal rectilínea del Centro Sainsbury fue significativamente diferente de éste y por lo tanto la estructura tuvo que resistir altos niveles de fuerza interna" (Macdonald, A J).

Variar la profundidad de la estructura en algunos puntos hubiera mejorado el comportamiento pero no era posible por requisitos estéticos, se requería una apariencia uniforme en todo el perímetro de la sección transversal. Se puede llegar a la conclusión de que el objetivo conceptual de una profundidad estructural de espesor y apariencia uniforme está en conflicto con la función estructural. La gran luz de 34m hizo que fuera más difícil conseguir la uniformidad de la profundidad estructural que se había obtenido en la Escuela Palmerston.

Uno de los principales aciertos estructurales fue la colocación juiciosa de las articulaciones entre estructura vertical y horizontal, eliminando de esta manera, el aumento de la profundidad. Si la estructura hubiese sido continua en esos puntos, las fuerzas internas en las uniones hubieran aumentado desmesuradamente.

El reto de Tony Hunt en el *Sainsbury Centre* fue producir una estructura elegante a pesar de las limitaciones. Fue conseguido con creces gracias a los conocimientos, diálogo, trabajo minucioso y pensamiento creativo.



### Peso, energía y rendimiento

Buckminster Fuller cambió el modo en el que Norman Foster mira al mundo y fue una de sus primeras influencias. Cuando Norman le enseñó el edificio en 1978, Fuller le preguntó "¿Cuánto pesa su edificio, Norman?". Nadie en el estudio supo contestarle en ese momento. Fue un reto para Foster descubrir la eficiencia de su edificio, la relación entre el volumen y el peso de los materiales. Gracias a Fuller, pudieron calcular que el edificio pesaba exactamente 5618,6 toneladas. Sorprendentemente el sótano, que constituye un 8 por ciento del total, pesaba 4500 toneladas. El edificio pesa aproximadamente 1000 toneladas y fue construido con mayor rapidez que el sótano y por la mitad de precio unitario. El sótano desarrolla un papel muy importante en las relaciones funcionales del edificio, sin embargo el simbolismo del edificio se encuentra en la cáscara superior. Fuller apelaba a "hacer más con menos" y a la especial atención en las relaciones entre peso, energía y rendimiento.



Fig 4.8

### Proceso constructivo y materialidad

El proceso constructivo del *Sainsbury Centre* se basa principalmente en la construcción de la estructura debido a que ésta, prácticamente por sí sola, forma el proyecto completo.

En enero de 1976 dio comienzo la obra con la realización del sótano y la losa de suelo de hormigón. Estas fueron las partes del edificio en las que se precisaban operaciones de construcción húmedas por el uso de hormigón armado in situ. El resto de componentes para la construcción fueron realizados en fábrica donde la garantía de calidad es mayor.

Mientras los trabajos húmedos se llevaban a cabo en el emplazamiento, las cerchas y torres tubulares de acero se estaban fabricando. Debido a la precisión de los paneles realizados a máquina, era necesario que las cerchas se fabricaran con tolerancias superiores a las alcanzadas habitualmente.

*Tubewankers* fue la empresa que había fabricado los arzones especiales para la estructura del techo en Willis Faber y en esta ocasión volvió a ganar el concurso para la realización del *Sainsbury Centre*. La pequeña escala de la empresa hacía que la prefabricación se asemejara a una operación de artesanía y combinara de la mejor manera economía y precisión. Anthony Hunt estuvo al mando de las operaciones y formó un buen equipo con los trabajadores de *Tubewankers* dirigidos por John Hirst para lograr el diseño detallado de la estructura. Con este tipo de obras se muestra la voluntad del equipo de Foster de colaborar con la industria para transformar el mundo de la construcción.

Las cerchas y torres estructurales fueron fabricadas en el taller que la empresa *Tubewankers* tenía en Warwickshire y llegaban a obra completas y con la última capa de pintura aplicada. Sólo las cerchas de forjado necesitaban soldadura final en obra ya que debido a su tamaño, el transporte se tenía que realizar

en dos secciones. La conexión soldada final se realizaba con la armadura en su posición levantada y apoyada por un pórtico temporal en el punto medio. Las figuras 2, 3 y 4 muestran correspondientemente la colocación de las torres tubulares completas y la necesidad de soldar las cerchas de forjados.

Una de las influencias principales de Norman Foster en la construcción del *Sainsbury Centre* fue *Crystal Palace* de Joseph Paxton. De esta obra se dice que fue "montada" en lugar de "construida". Para Foster fue la mayor pieza de arquitectura del s.XIX y casi no ha sido igualada todavía.

Las paredes de los alzados transversales se forman con paneles de vidrio recocido de 15mm, 2,4m de ancho y 7,5m de altura. Los paneles se cuelgan del cordón inferior de la de la cercha tubular del segundo marco estructural de cada extremo. Están apoyados y restringidos con canales de acero anclados en la losa del suelo. Los montantes verticales de vidrio o aletas se conectan a la viga del techo mediante soportes para resistir el peso de las grandes hojas de vidrio. Los movimientos vertical y lateral están permitidos. Esta solución permite el grado de transparencia necesario.

Tal y como muestra las imágenes del proceso constructivo, los altillos se construyen tras finalizar la estructura principal. La figura 4.16 muestra los altillos ya prácticamente finalizados. El hecho de que los alzados transversales sean huecos permitió un mejor acceso al interior de la obra durante el proceso de ejecución.

La última etapa del proceso de construcción fue la colocación del revestimiento interior y exterior atornillado y toda la serie de instalaciones que discurren por la membrana entre ambos



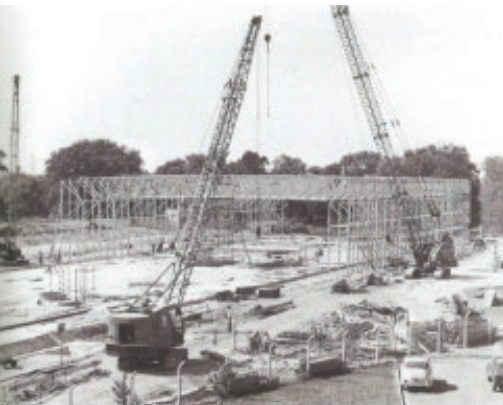


Fig 4.9

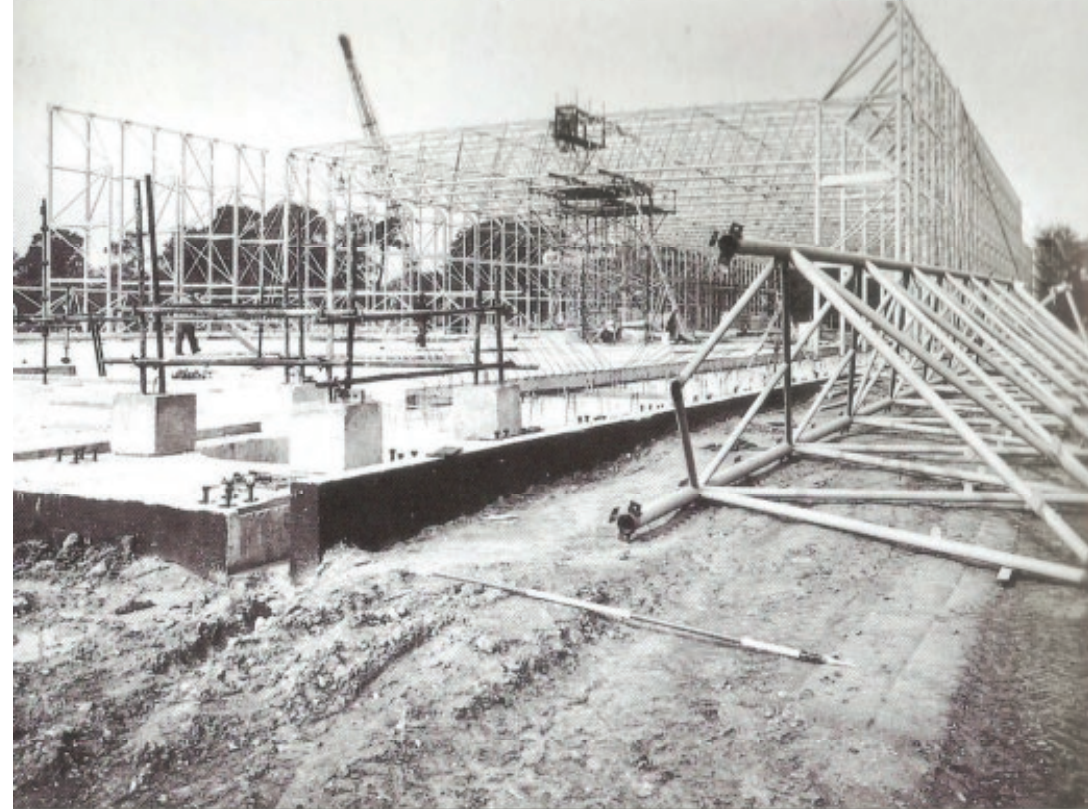


Fig 4.10



Fig 4.11



Fig 4.14

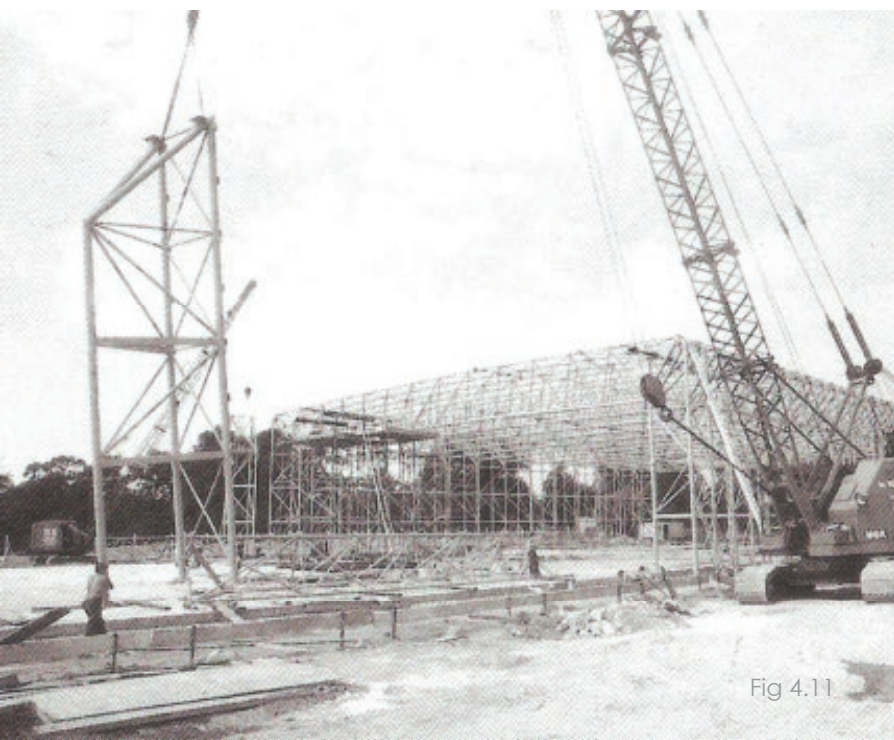


Fig 4.11

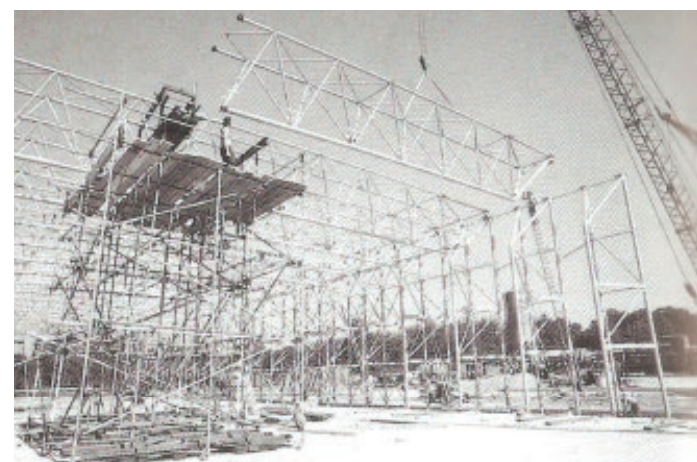


Fig 4.12

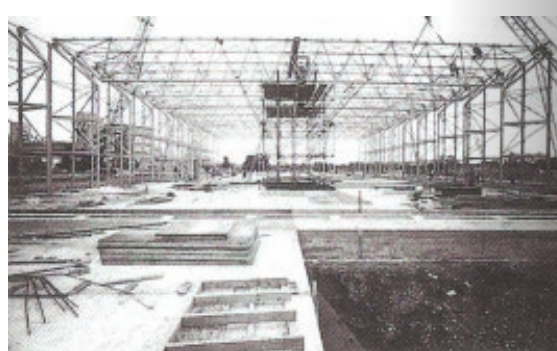


Fig 4.15

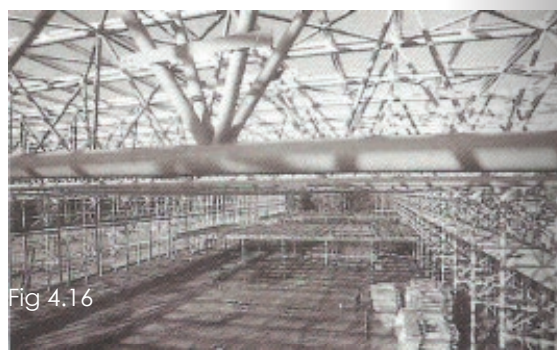


Fig 4.16

Las figuras 4.9 a 4.19 muestran la construcción de la estructura.  
Las figuras 4.17 a 4.21 reflejan la colocación del revestimiento



Fig 4.17



Fig 4.18



Fig 4.19



Fig 4.20



Fig 4.21



# 5

EVALUACIÓN  
DE CARGAS

---



## Evaluación de cargas

En este apartado se realiza una estimación de cargas del edificio con las dimensiones del modelo informático, que difieren un poco de la realidad. Se tendrán en cuenta los efectos provocados por el peso propio de la estructura, las demás cargas permanentes y las cargas variables.

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.

Para reproducir la transmisión de cargas de la manera que más se asemeje a la realidad, se ha tomado la decisión de aplicar algunas cargas directamente a los nudos de la estructura triangulada.

Dividimos la estimación de cargas en acciones permanentes y variables de la siguiente manera:

### 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. El resto de acciones permanentes que es necesario tener se encuentran en las siguientes tablas.

FORJADOS	CARGA (KN/m <sup>2</sup> )	ÁREA (m <sup>2</sup> )
FORJADO_PANELES SANDWICH OPACOS		3697,92
Interior		
Vigas de celosía metálica	Determinado por el programa	
Paneles sándwich opacos	0,25	
TOTAL	<b>0,25</b>	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	<b>0,68</b>	874,8
TOTAL PONDERADO	0,332262636	4572,72

Fig 5.1 Evaluación de cargas permanentes de los forjados

Se obtiene un valor total ponderado como media de ambos tipos de forjado en función del área correspondiente de cada uno a modo de aproximación, pero no se introduce este valor en el SAP2000. La diferencia de ambos paneles radica en la capa de rejillas regulables interior que poseen los paneles de vidrio. El peso propio del panel se ha decidido que sea el mismo, ya sea opaco o los lucernarios de 5+5 para simplificar cálculos. Se le asignan primero los valores de "membrane" y "bending" que se especificarán en los apartados siguientes.

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.

A continuación, en las figuras 5.2, 5.3 y 5.4 se observa la localización de los paneles de vidrio. Las cargas permanentes se aplican sobre los paneles con cargas superficiales.

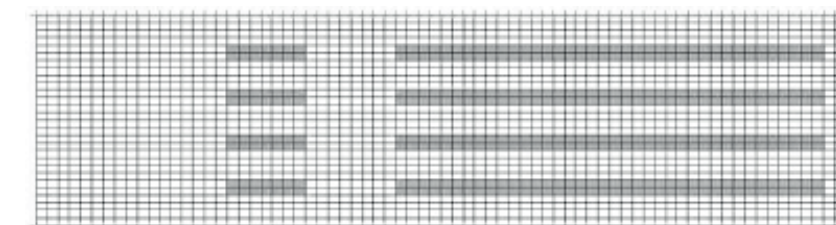


Fig 5.2 Planta con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos



Fig 5.3 Alzado x+z con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos



Fig 5.4 Alzado x-z con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos

El peso de los cerramientos se corresponde únicamente a los paneles colgados de vidrio que forman los alzados transversales. La carga se aplica directamente sobre el cordón inferior de la cercha correspondiente mediante una carga distribuida.

CERRAMIENTOS	CARGA (KN/m <sup>2</sup> )	CARGA (KN/m)
Paneles vidrio recocido 15mm	0,375	2,7375

Fig 5.5 Evaluación de cargas permanentes del cerramiento

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 tal y como se ha explicado antes.

PASARELAS	CARGA (KN/m <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	CARGA (KN/m)
Capa interior de rejillas	0,38	1,368

Fig 5.6 Evaluación de cargas permanentes de instalaciones

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 mayorización de las cargas en función de la combinación usada.

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

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.

## ACCIONES VARIABLES

### Sobrecarga de uso

Únicamente se considera el forjado de la envolvente 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/m<sup>2</sup>.

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/m<sup>2</sup> se ha dividido en cargas puntuales aplicadas en los nudos de los pilares en las alturas correspondientes.

Fig 5,7 Valores característicos de las sobrecargas de uso. DBSE-AE

(4) EL valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta

(5) Se entiende por ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1KN/m<sup>2</sup>

(7) Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de las acciones variables.

En el último pie de imagen (7) se indica que no es una carga concomitante, es decir, que no se considera simultáneamente cuando sea otra variable la principal.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	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	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	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 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4),(5)</sup>	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
				0	2



### 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/m<sup>2</sup>.

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



Fig 5.8 Zoom mapa de valores carga de nieve

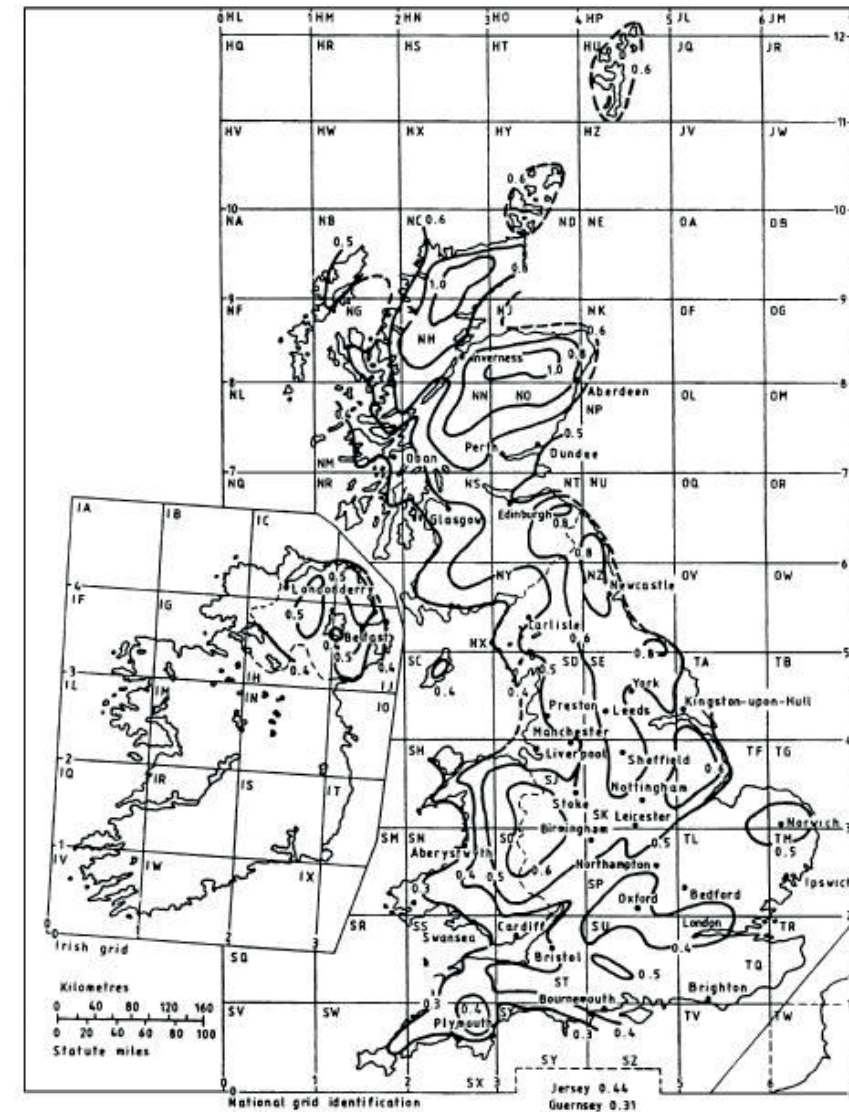


Fig 5.9 Valores de carga de nieve para el Reino Unido. British Standard

### 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 sensiblemente ortogonales cualesquiera.

#### qb. 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  $\delta$  es la densidad el aire y  $V_b$  es valor básico de la velocidad del viento.

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".



Fig 5.10 Zoom mapa de valores velocidad

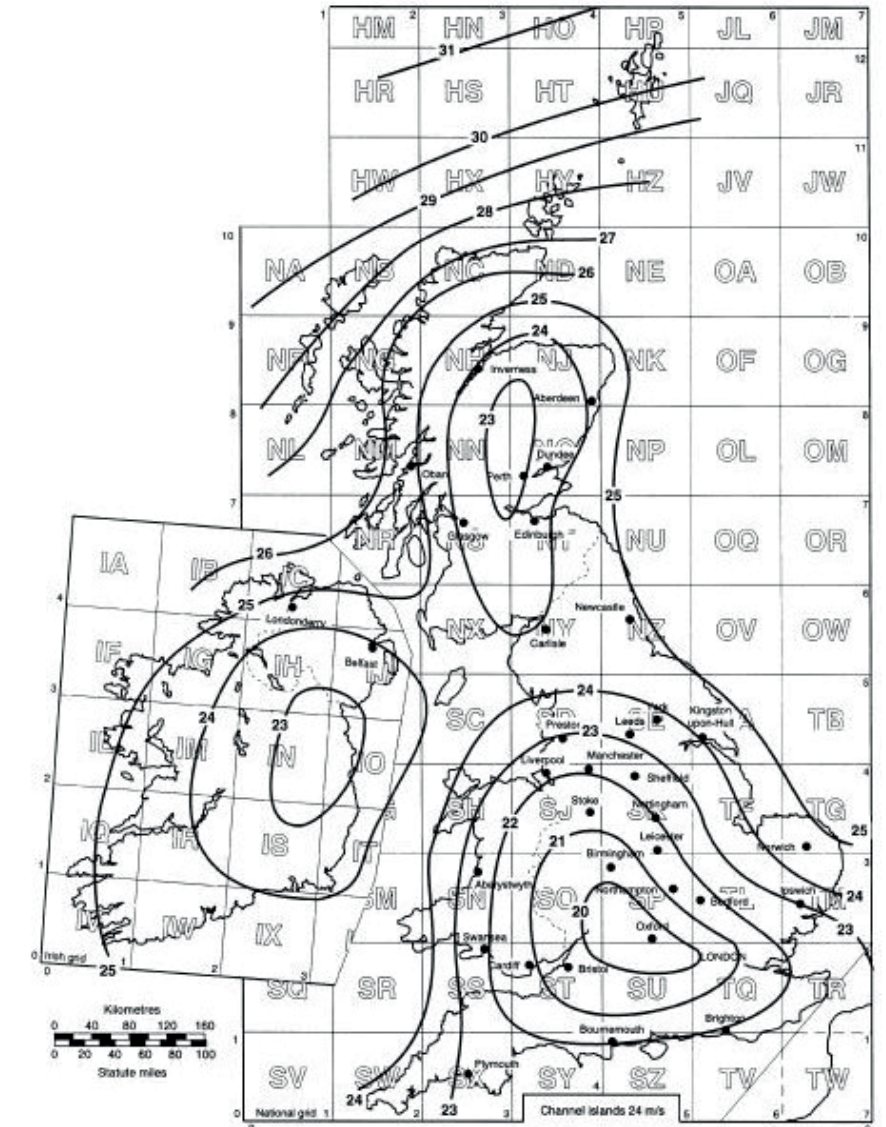


Fig 5.11 Valores básicos de la velocidad de viento para el Reino Unido. British Standard



Tal y como muestra la figura\_, la velocidad básica (Vb) en Norwich es de 24,5 m/s, que se puede asemejar a la zona A de España con una Vb=26m/s, en la que la presión dinámica **qb= 0,42 KN/m²**.



Fig 5.12 Valores básico de la velocidad de viento para España. DBSE-AE

**ce. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN**

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

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

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  
L (m) = 0,05  
Z (m) = 2,0

$F = 0,19 \cdot \ln (\max(10,2, 2,0) / 0,05) = 1,0104$   
 $ce = F \cdot (F + 7k) \rightarrow ce = 1,0104 (1,0104 + 7 \cdot 0,19) \rightarrow ce = 2,365$

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

Fig 5.13 Coeficientes para tipo de entorno. DBSE-AE

**cp. 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, cp, 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 la tabla de la figura 5.14 y 5.15.

A (m²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		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

Fig 5.14 Coeficientes de presión exterior para paramentos verticales. DBSE-AE

h <sub>p</sub> /h	A (m²)	Zona (según figura), -45° < θ < 45°			
		F	G	H	I
Bordes con aristas	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	0,2
0,025	≥ 10	-1,6	-1,1	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,2	-1,8	-1,2	0,2
0,05	≥ 10	-1,4	-0,9	-0,7	0,2
	≤ 1	-2,0	-1,6	-1,2	0,2
0,10	≥ 10	-1,2	-0,8	-0,7	0,2
	≤ 1	-1,8	-1,4	-1,2	0,2

Fig 5.15 Coeficientes de presión exterior para cubiertas planas. DBSE-AE





**CARGAS EN CUBIERTA**  
**Viento dirección "x" C3,C4**

C3 (VIENTO SUR-ESTE)	dirección x	CARGA (KN/m <sup>2</sup> )
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	

Fig 5.21 Cargas de viento dirección "x" sobre cubierta plana

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.

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 <sup>2</sup> )=	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				

Fig 5.22 Zonas de cubierta para viento dirección "x"

C4 (VIENTO NOR-OESTE)	Igual que C3 pero de sentido opuesto
-----------------------	--------------------------------------

**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 (m<sup>2</sup>). 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 <sup>2</sup> )	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	
<b>TOTAL</b>	<b>4415,04</b>		<b>-466,586458</b>	<b>-0,10568114</b>

Fig 5.23 Fuerza media superficial hipótesis V1a

Hipótesis V1b				
	Área (m <sup>2</sup> )	qe	puntual	superficial
<b>ZONA F</b>	20,808	-1,788	-37,201624	
<b>ZONA G</b>	247,248	-1,192	-294,695218	
<b>ZONA H</b>	1072,224	-0,695	-745,491367	
<b>ZONA I</b>	3074,76	-0,199	-610,801751	
<b>TOTAL</b>	<b>4415,04</b>		<b>-1688,18996</b>	<b>-0,38237252</b>

Fig.5.23 Fuerza media superficial hipótesis V1b

Hipótesis V3a				
	Área (m <sup>2</sup> )	qe	puntual	superficial
<b>ZONA F</b>	20,808	-1,788	-37,201624	
<b>ZONA G</b>	47,736	-1,192	-56,8966014	
<b>ZONA H</b>	274,176	-0,695	-190,62793	
<b>ZONA I</b>	4072,32	0,199	808,967264	
<b>TOTAL</b>	<b>4415,04</b>		<b>524,241109</b>	<b>0,11873983</b>

Fig 5.25 Fuerza media superficial hipótesis V3a

Hipótesis V3b				
	Área (m <sup>2</sup> )	qe	puntual	superficial
<b>ZONA F</b>	20,808	-1,788	-37,201624	
<b>ZONA G</b>	47,736	-1,192	-56,8966014	
<b>ZONA H</b>	274,176	-0,695	-190,62793	
<b>ZONA I</b>	4072,32	-0,199	-808,967264	
<b>TOTAL</b>	<b>4415,04</b>		<b>-1093,69342</b>	<b>-0,24771993</b>

Fig 5.26 Fuerza media superficial hipótesis V3b



## 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.

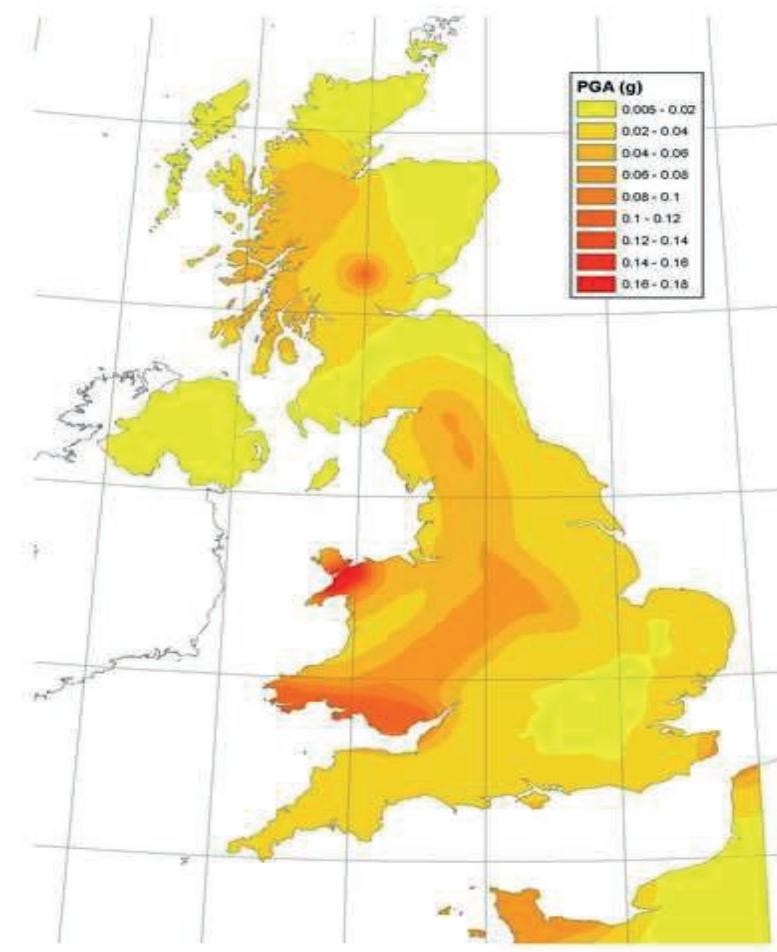


Fig 5.27 Mapa con valores de sismo para el Reino Unido

## Acciones térmicas

No es necesario tener en cuenta las acciones térmicas porque se van a modelar las juntas de dilatación.

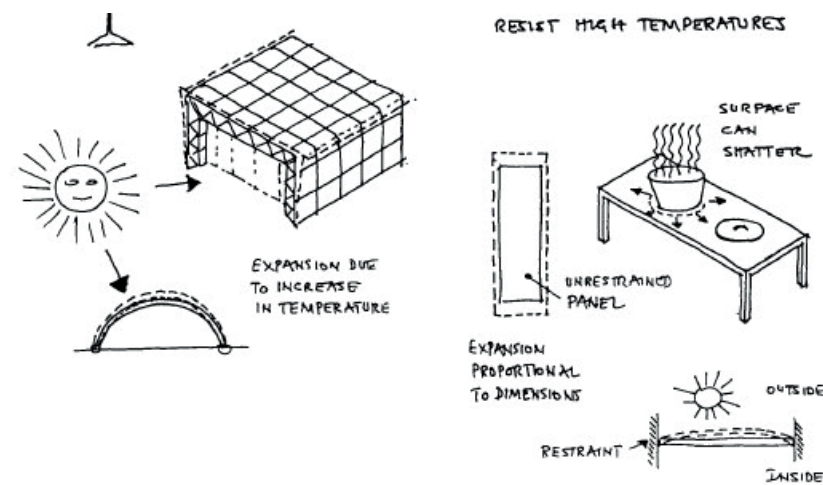


Fig 5.28 Esquema realizado por Anthony Hunt sobre el efecto de las acciones térmicas.

# 6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Predimensionado manual, adaptación y análisis del modelo de cálculo

### Predimensionado manual

#### Método de Ritter

No se han encontrado datos de las secciones utilizadas para la construcción del edificio, por lo que se ha realizado un primer predimensionado manual.

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.

$$Q_{\text{cordón sup}} = 7,1928 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{cordón inf}} = 5,1708 \text{ KN/m}$$

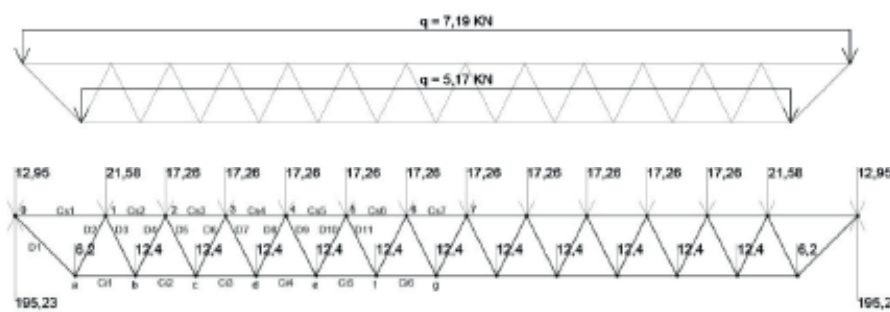


Fig 6.1 Esquema de transformación de cargas lineal en puntuales

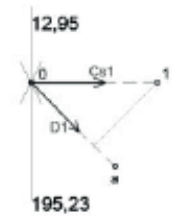


Fig 6.2 Ritter 1

$$\sum M_a = (195,23 \cdot 2,4) - (12,95 \cdot 2,4) + (Cs1 \cdot 2,4) = 0$$

$$468,552 - 31,08 + 2,4Cs1 = 0 \quad Cs1 = -182,28 \text{ KN}$$

$$\sum M1 = (195,23 \cdot 3,6) - (12,95 \cdot 3,6) - (D1 \cdot 2,5456) = 0$$

$$702,828 - 46,62 = 2,5456D1 \quad D1 = 257,78 \text{ KN}$$

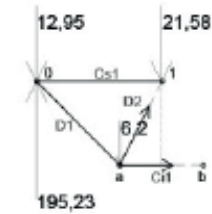


Fig 6.3 Ritter 2

$$\sum M1 = (195,23 \cdot 3,6) - (12,95 \cdot 3,6) - (6,2 \cdot 1,2) - (Ci1 \cdot 2,4) = 0$$

$$702,828 - 46,62 - 7,44 - 2,4Ci1 = 0 \quad Ci1 = 270,32 \text{ KN}$$

$$\sum M0 = (6,2 \cdot 2,4) - (D2 \cdot 3,2199 - (270,32 \cdot 2,4)) = 0$$

$$14,88 - 3,2199D2 - 648,768 = 0 \quad D2 = -196,865 \text{ KN}$$

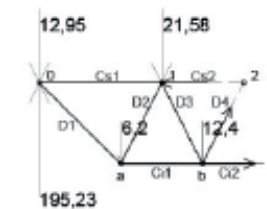


Fig 6.4 Ritter 3

$$\sum Mb = (-12,95 \cdot 4,8) + (195,23 \cdot 4,8) - (6,2 \cdot 2,4) - (21,58 \cdot 1,2) + (Cs2 \cdot 2,4) = 0$$

$$-62,16 + 937,104 - 14,88 - 25,896 + 2,4Cs2 = 0 \quad Cs2 = -347,57 \text{ KN}$$

$$\sum M2 = (-12,95 \cdot 6) + (195,23 \cdot 6) - (21,58 \cdot 2,4) - (6,2 \cdot 3,6) - (270,32 \cdot 2,4) - (2,1466 \cdot D3) = 0$$

$$-77,7 + 1171,38 - 51,792 - 22,32 - 648,768 = 2,1466 \cdot D3$$

$$D3 = 172,738 \text{ KN}$$

$$\sum M2 = (-12,95 \cdot 6) + (195,23 \cdot 6) - (21,58 \cdot 2,4) - (6,2 \cdot 3,6) - (12,4 \cdot 1,2) - (2,4 \cdot Ci2) = 0$$

$$-77,7 + 1171,38 - 51,792 - 22,32 - 14,88 = 2,4 \cdot Ci2$$

$$Ci2 = 172,738 \text{ KN}$$

$$\sum Mc = (-12,95 \cdot 7,2) + (195,23 \cdot 7,2) - (21,58 \cdot 3,6) - (6,2 \cdot 4,8) - (12,4 \cdot 2,4) - (347,57 \cdot 2,4) + (2,1466 \cdot D4) = 0$$

$$-93,24 + 1405,656 - 77,688 - 29,76 - 29,76 - 834,168 = -2,1466 \cdot D4$$

$$D4 = -158,87 \text{ KN}$$

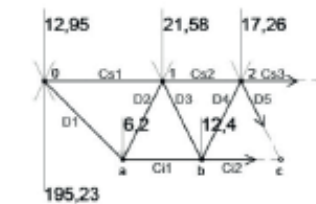


Fig 6.5 Ritter 4

$$\sum Mc = (-12,95 \cdot 7,2) + (195,23 \cdot 7,2) - (21,58 \cdot 3,6) - (6,2 \cdot 4,8) - (12,4 \cdot 2,4) - (17,26 \cdot 1,2) + (2,4 \cdot Cs3) = 0$$

$$-93,24 + 1405,656 - 77,688 - 29,76 - 29,76 - 20,712 = -2,4 \cdot Cs3$$

$$Cs3 = -481,04 \text{ KN}$$

$$\sum M3 = (-12,95 \cdot 8,4) + (195,23 \cdot 8,4) - (21,58 \cdot 4,8) - (6,2 \cdot 6) - (12,4 \cdot 3,6) - (17,26 \cdot 2,4) + (418,62 \cdot 2,4) - (2,1466 \cdot D5) = 0$$

$$-108,78 + 1639,932 - 103,584 - 37,2 - 44,64 - 41,424 - 1004,688 + 299,616 = 2,1466D5 \quad D5 = 139,57 \text{ KN}$$

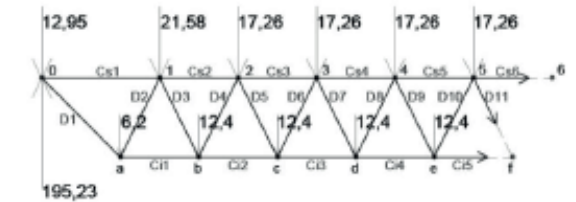


Fig 6.6 Ritter 5

$$\sum M6 = (-12,95 \cdot 15,6) + (195,23 \cdot 15,6) - (21,58 \cdot 12) - (17,26 \cdot 9,6) - (17,26 \cdot 7,2) - (17,26 \cdot 4,8) - (17,26 \cdot 2,4) - (6,2 \cdot 13,2) - (12,4 \cdot 10,8) - (12,4 \cdot 8,4) - (12,4 \cdot 6) - (12,4 \cdot 3,6) - (Ci5 \cdot 2,4) = 2,1466D11$$

$$-202,02 + 3045,588 - 258,96 - 165,696 - 124,272 - 82,848 - 41,424 - 81,84 - 133,92 - 104,16 - 74,4 - 44,64 - 1651,284 = 2,1466 \cdot D11$$

$$D11 = 37,3266 \text{ KN}$$

$$\sum M5 = (-12,95 \cdot 13,2) + (195,23 \cdot 13,2) - (21,58 \cdot 9,6) - (17,26 \cdot 7,2) - (17,26 \cdot 4,8) - (17,26 \cdot 2,4) - (6,2 \cdot 10,8) - (12,4 \cdot 8,4) - (12,4 \cdot 6) - (12,4 \cdot 3,6) - (12,4 \cdot 1,2) = 2,4 \cdot Ci5$$

$$-165 + 2577,036 - 207,168 - 124,272 - 82,848 - 41,424 - 66,96 - 104,16 - 74,4 - 44,64 - 14,88 = 2,4 \cdot Ci5$$

$$Ci5 = 688,035 \text{ KN}$$

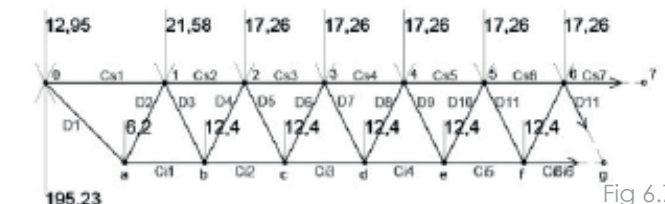


Fig 6.7 Ritter 6

$$\sum M6 = (-12,95 \cdot 16,8) + (195,23 \cdot 16,8) - (21,58 \cdot 13,2) - (17,26 \cdot 10,8) - (17,26 \cdot 8,4) - (17,26 \cdot 6) - (17,26 \cdot 3,6) - (17,26 \cdot 1,2) - (6,2 \cdot 14,4) - (12,4 \cdot 12) - (12,4 \cdot 9,6) - (12,4 \cdot 7,2) - (12,4 \cdot 4,8) - (12,4 \cdot 2,4) = 2,4 \cdot Cs7$$

$$-217,56 + 3279,864 - 284,856 - 186,408 - 144,984 - 103,56 - 62,136 - 20,712 - 89,28 - 148,8 - 119,04 - 89,28 - 59,52 - 29,76 + 2,4 \cdot Cs7 =$$

$$Cs7 = -718,32 \text{ KN}$$



**Comprobación a pandeo**

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

**CORDÓN SUPERIOR**

Como coeficientes  $\beta_y$  y  $\beta_z$  tomaremos el coeficiente 1 de manera conservadora al tratarse de una barra biarticulada.

$$L_k = \beta \cdot L = 2,4m$$

$\lambda = \frac{2400}{i} = 100 \rightarrow i = 24,00mm$ , el radio de giro corresponde con un perfil tubular de 75-5 con un  $i=24,80mm$  y una  $A=1099,56mm^2$

Los perfiles tubulares de sección circular son los más sencillos de clasificar. Pertenecen a la clase 1 ya que cumplen la siguiente condición.

$$\frac{d}{t} < 50\epsilon^2$$

$$\frac{75}{5} = 15 < 42,32$$

Es necesario que cumpla la siguiente condición para verificar la comprobación a pandeo:  $N_{b,rd} \geq N_d$ . Comprobaremos el perfil más desfavorable con un  $N_d=718\ 320N$ .

$$N_{b,rd} = X_{mín} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda = \frac{2400}{24,8} = 96,77$$

La esbeltez reducida se halla dividiendo  $\frac{\lambda}{\lambda_r} = \frac{96,77}{86,8} = 1,11$ . Introduciendo el valor obtenido en las curvas de pandeo extraemos el valor de  $X_{mín}=0,60$ .

$N_{b,rd} = \frac{0,60 \cdot 1099,56 \cdot 275}{1,05} = 172\ 788N < 718\ 320N \rightarrow$  no cumple. Se despeja el área de la ecuación anterior  $\rightarrow A=4571,12$ . El valor del área corresponde a un perfil tubular circular de **200 · 8**.

**DIAGONALES COMPRIMIDAS**

Como coeficientes  $\beta_y$  y  $\beta_z$  tomaremos el coeficiente 1 de manera conservadora al tratarse de una barra biarticulada.

$$L_k = \beta \cdot L = 2,68m$$

$\lambda = \frac{2680}{i} = 100 \rightarrow i = 26,80mm$ , el radio de giro corresponde con un perfil tubular de 90-5 con un  $i=30,10mm$  y una  $A=1335,18mm^2$

Pertenecen a la clase 1 ya que cumplen la siguiente condición.

$$\frac{d}{t} < 50\epsilon^2$$

$$\frac{90}{5} = 18 < 42,32$$

Es necesario que cumpla la siguiente condición para verificar la comprobación a pandeo:  $N_{b,rd} \geq N_d$ . Comprobaremos el perfil más desfavorable con un  $N_d= 196\ 865N$ .

$$N_{b,rd} = X_{mín} \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda = \frac{2680}{30,1} = 89,03$$

La esbeltez reducida se halla dividiendo  $\frac{\lambda}{\lambda_r} = \frac{89,03}{86,8} = 1,02$ . Introduciendo el valor obtenido en las curvas de pandeo extraemos el valor de  $X_{mín}=0,67$ .

$N_{b,rd} = \frac{0,67 \cdot 1335,18 \cdot 275}{1,05} = 234\ 292,3N > 196\ 865N \rightarrow$  cumple. La sección de **90 · 5** cumple la comprobación a pandeo.

A pandeo sólo se han dimensionado los más desfavorables pero para una mayor facilidad de montaje en obra, los restantes también aumentan el perfil. Las secciones tras el predimensionado son:

BARRA	Nd	T/C	A nec (mm <sup>2</sup> )	MÍN resistencia	MÍN pandeo
<b>CORDÓN SUPERIOR</b>					
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
<b>CORDÓN INFERIOR</b>					
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	
<b>DIAGONALES</b>					
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

Fig 6,8 Dimensiones de las secciones tras el predimensionado.

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.

Tras la aproximación mediante el método de Ritter se va a comprobar que el modelo también cumpla el predimensionado de la cercha en su conjunto.

**Comprobación ELU**

La magnitud representativa para el predimensionado de estos elementos a resistencia es el momento mayorado  $M_d$ , a partir de la carga equivalente. Se utiliza como carga equivalente la suma de las cargas repartidas mayoradas de los cordones superior e inferior utilizadas en el método de Ritter.

$$Q_{\text{cordón sup}} = 7,1928\text{ KN/m} + Q_{\text{cordón inf}} = 5,1708\text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q' = 12,36\text{ KN/m}$$

Al tratarse de una cercha biapoyada el valor del momento máximo en centro de vano se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$M_d = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{12,36 \cdot 33,6^2}{8} = 1744,24\text{ KN} \cdot \text{m}$$

A partir del momento mayorado se obtiene el módulo resistente  $W$ , la magnitud fundamental de resistencia a la flexión de la sección transversal del elemento.

$$W \geq \frac{M_d}{f_d} = \frac{1744,24 \cdot 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 6659,8 \cdot 10^3\text{ mm}^3$$

Si se trata de una cercha de cordones paralelos e iguales, el módulo resistente aproximado (considerando  $A_{\text{cordón}}$  el área de uno de los cordones y  $H$  el canto de la cercha) se puede estimar con:

$$W_{\text{cercha}} = A_{\text{cordón}} \cdot H$$

Definiendo el canto de la cercha que sabemos que es de 2,4 y despejando obtenemos que:

$$\text{Acordón} = \frac{6659,8 \cdot 10^3}{2,4 \cdot 10^3} = 2774,9 \text{ mm}^2$$

Entrando en el prontuario con el área obtenida, fijamos un perfil tubular circular de **200 · 5** con un A= 3063,05 mm<sup>2</sup>

Las diagonales y los montantes se recomienda 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.

#### Comprobación ELS

Los elementos a flexión se comprueban también a deformación. Se parte de la carga equivalente para la combinación más desfavorable de ELS.

$$Q_{\text{cordón sup}} = 5,04 \text{ KN/m} + Q_{\text{cordón inf}} = 3,808 \text{ KN/m} \rightarrow q' = 8,848 \text{ KN/m}$$

Siendo  $\beta = 5/384$ , por ser un tramo biapoyado, se despeja el momento de inercia I de la siguiente expresión simplificada:

$$f = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I} \leq \frac{L}{300} \rightarrow I \geq 300 \cdot \beta \cdot \frac{q' \cdot L^3}{E}$$

$$I \geq 300 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{8,848 \cdot (33,6 \cdot 10^3)^3}{2,1 \cdot 10^5} = 6,24 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{cercha}} \approx \frac{\text{Acordón} \cdot H^2}{2} = \frac{3063,05 \cdot 2400^2}{2} = 8,821 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 > 6,24 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad \text{CUMPLE}$$

La inercia de la cercha es mayor que la necesaria.

Para la determinación final de las secciones a utilizar se deben tener en cuenta las siguientes 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.

La figura 6.9 indica las secciones tubulares introducidas en el programa de cálculo para cada una de las secciones. Se han comparado las dimensiones obtenidas con las de las axonometrías estructurales del edificio (véase figura 6.10 y 6.11) y parecen coherentes.

SECCIÓN	Dimensiones (mm)
Perfil principal	220 · 5
Perfil cordón superior cercha	150 · 5
Perfil intermedio	150 · 5
Perfil fino	130 · 5
Perfil cuadrado	160 · 160 · 5
Barra-nudo	220 · 5

Fig 6.9 Dimensiones de las secciones finales para asignar en el SAP2000

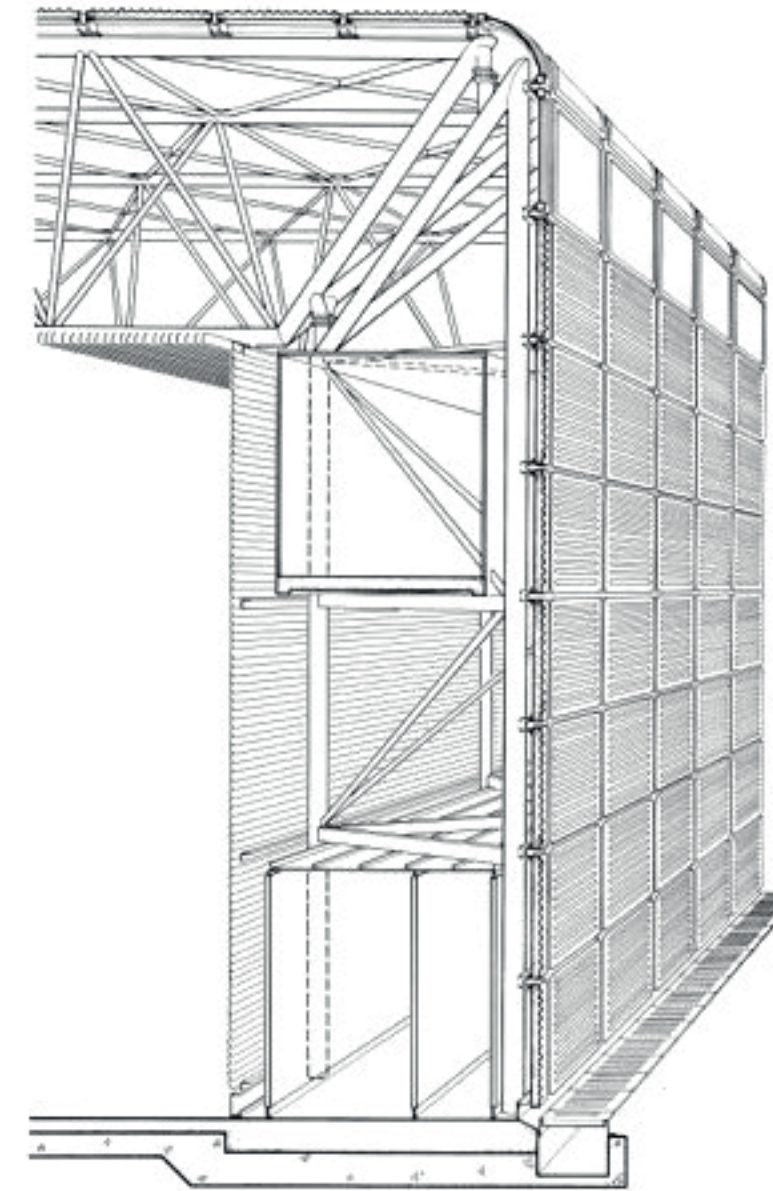


Fig 6.10 Sección fugada sistema estructural

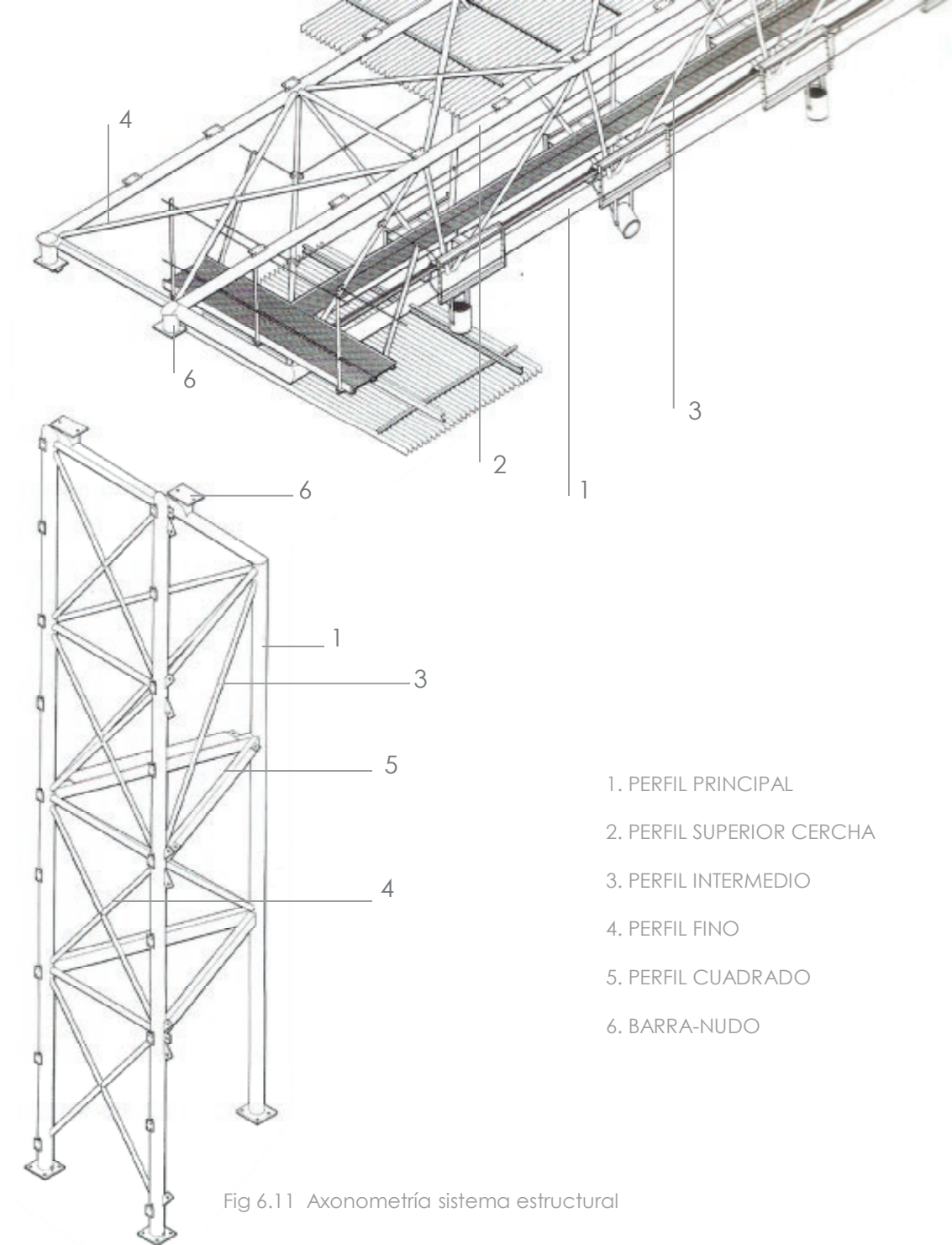


Fig 6.11 Axonometría sistema estructural

1. PERFIL PRINCIPAL
2. PERFIL SUPERIOR CERCHA
3. PERFIL INTERMEDIO
4. PERFIL FINO
5. PERFIL CUADRADO
6. BARRA-NUDO



## Definición y adaptación del modelo

El edificio objeto de estudio debe realizar algunas simplificaciones debido a la extensión del trabajo y a su vez adaptarse para el análisis mediante el programa informático. En primer lugar se especifican las simplificaciones realizadas:

- 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. Tampoco se incluyen, por tanto, los núcleos de comunicación vertical que conectan con el sótano.
- Las juntas de neopreno, pese a ser características de la obra, no se incluyen en el modelo, pero sí se tiene en cuenta la función que realizan en el desarrollo del análisis estructural.
- 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. Estas dimensiones son:

altura (h[m])	10,2
fachada longitudinal (b[m])	131,4
fachada transversal (d[m])	33,6

- Los paneles curvos que cumplen el objetivo de obtener una piel continua sin aristas desaparecen en el modelo debido a que al dibujar sólo los ejes cambian las dimensiones exteriores del edificio.
- SAP2000 incluye por defecto el peso propio de la estructura y materiales importados.

Tras las consideraciones previas realizadas se procede a detallar las adaptaciones significativas realizadas:

### Juntas de dilatación

Para que el comportamiento del modelo se adapte al comportamiento real del edificio será necesario modelar discontinuidades que se correspondan a las juntas de dilatación. SAP2000 ofrece la posibilidad de realizar discontinuidades tanto en elementos de barra como en elementos de área. Estas últimas son menos comunes pero el programa informático permite realizarlas para obtener un correcto análisis de la estructura.

Es necesario comprender la manera que tiene SAP2000 de gestionar los nudos y las compatibilidades entre ellos. Cada nudo que pertenece a una barra, área o sólido tiene un atributo de compatibilidad denominado Merge Number. Cuando dos o más nudos coexisten en un mismo espacio con el mismo Merge Number se funden en uno sólo de manera automática. Esto ocurre en el modelo del Sainsbury Centre donde cada cuatro paneles comparten un nudo.

En la figura 6.12 aparece resaltada la junta de dilatación entre el bloque 2 y 3. Los pórticos rigidizados se encuentran a ambos lados de la junta sin ninguna conexión estructural entre ellos. Únicamente están conectados mediante los paneles señalados. El objetivo es modelar esos paneles de manera que tengan un sólo lado "empotrado" a uno de los bloques e independizar los movimientos en el eje "x" respecto a los paneles del bloque contiguo.

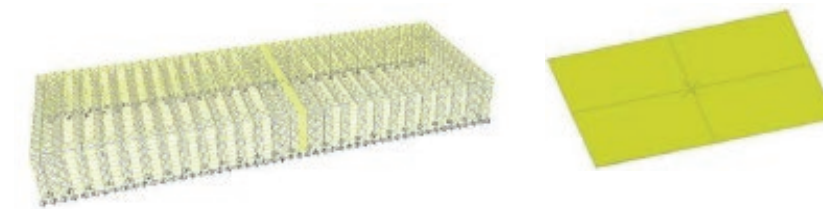


Fig 6.12 Situación de la junta de dilatación Fig 6.13 Nudo compartido entre 4 paneles

Para independizar ciertos movimientos entre los paneles de los dos bloques que se van a formar se seguirá el siguiente proceso. En primer lugar, se debe impedir que los nudos que coincidan de cada elemento se fundan: seleccionando los nudos localizados a lo largo de la junta pretendida, Edit → Edit points → Disconnect. De esta manera se crean cuatro nudos por cada nudo seleccionado. Tras esta acción tenemos todos los nudos desconectados. En segundo lugar aplicaremos un Merge Number distinto a los nudos de uno de los bloques que queremos independizar, Assign → Joint → Merge Number = 1. Para compatibilizar los desplazamientos de translación entre los paneles utilizaremos la herramienta Weld, Define → Joint Constraints, desconectando la translación en "x"

En las imágenes 6.14 y 6.15 obtenemos los diagramas comparativos del Sainsbury Centre con las juntas de dilatación sin modelar y modeladas correspondientemente.

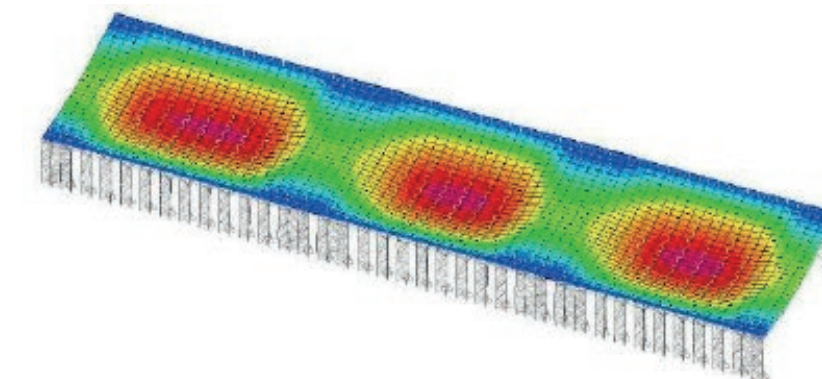


Fig 6.14 Diagrama de deformación sin realizar juntas de dilatación

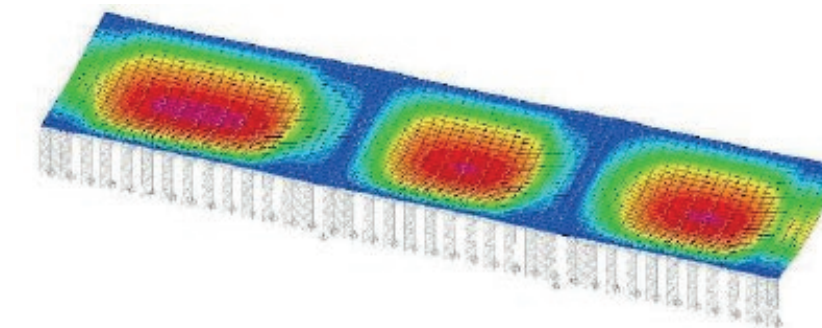


Fig 6.15 Diagrama de deformación con juntas de dilatación realizadas

### Conexión entre celosía vertical y horizontal

La unión entre las cerchas tubulares y los pilares tubulares es uno de los elementos más característicos del modelo. Como se aprecia en la figura 6.16, 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 analizar el mecanismo lógico de transmisión de fuerzas.

La bibliografía publicada sobre la obra define las articulaciones existentes como de "pasador" y de "deslizamiento" que corresponde con un apoyo simple y otro deslizante. 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.

El pórtico tipo tiene dos articulaciones entre cercha y pilar. Únicamente los pórticos que se desean rigidizar añaden una tercera articulación. La tercera unión y el arriostamiento transversal hacen que estos pórticos tengan un comportamiento estructural diferente.

Para que la representación informática sea lo más fiel posible a la realidad, se modela una barra de 60cm que une los extremos de los pilares y las cerchas. Esta barra estará empotrada en un extremo y articulada en el otro, de manera que permita el giro y también transmita los esfuerzos verticales. De este modo representa la rótula pero no se obtienen diferentes desplazamientos en ambos extremos. El SAP2000 por defecto importa todos los elementos sin ninguna desconexión. Para realizar las desconexiones internas pertinentes y crear la articulación se seleccionan las barras que interesan y se hace uso de: Assign → Frame → Release/Partial Fixity. En el cuadro de diálogo que aparece se activan las desconexiones frente al giro del extremo inferior de las barras.

En la realidad las barras que forman la unión tienen una sección parecida a la del cordón principal de las celosías. En el modelo informático se les ha asignado el mismo perfil que al cordón principal pero realizando una serie de modificaciones en las propiedades de la sección. Para que se considere una barra indeformable y se comporte como un sólido rígido se le da un valor muy elevado (10000) a las áreas, las inercias y el momento de torsión.



Fig 6.16 Conexión celosía vertical y horizontal. Comparación entre realidad y bocetos de Tony Hunt.

### Paneles sándwich

Los paneles sándwich se realizan mediante la tabla de equivalencia entre panel sándwich y losa. Se realizan asignándole a los paneles una sección de losa de acero S235 con los valores de membrana (área) y bending (inercia) que resultan de la tabla al insertar los valores de canto total y espesor de las chapas superior e inferior.

EQUIVALENCIA PANEL SANDWICH - LOSA (MATERIAL ACERO S235)			
<b>DECK (100x1,2)</b>	CANTO TOTAL PANEL	100,00	mm
	ESPESOR CHAPA SUP. E INF.	1,20	mm
<b>LOSA MACIZA</b>	MEMBRANE (AREA)	0,0025200	m
	BENDING (INERCIA)	0,0412682	m

Fig 6.17 Equivalencia panel sándwich-loso



## Análisis del modelo de cálculo

### Dimensionado en SAP2000

Para realizar el análisis del *Sainsbury Centre for Visual Arts* se ha modelado previamente el volumen en el AUTOCAD para su posterior importación al programa de cálculo SAP2000. El objetivo de trabajo es el análisis del comportamiento y comprobación del cumplimiento del edificio completo, pero como se ha explicado anteriormente el *Sainsbury Centre* está formado por tres bloques que actúan prácticamente de manera independiente estructuralmente debido a dos juntas de dilatación existentes. En ocasiones se recurrirá a la representación de un solo bloque o incluso de un solo pórtico para poder tener una imagen de detalle y apreciar mejor los valores.

El programa informático contabiliza el número de elementos que han sido importados. Hay que tener en cuenta que para un análisis estructural como el que vamos a realizar sólo se modelan los elementos del edificio que realizan función estructural.

El caso del revestimiento en este edificio es excepcional. La piel es totalmente continua y uniforme, los paneles de fachada y de cubierta son idénticos por lo que no tiene sentido representar unos sí y otros no. Se ha tomado la decisión de modelarlos todos. En principio los paneles de fachada no eran de utilidad, pero para la comprobación de los movimientos horizontales causados por el viento han sido muy representativos.

La información que el SAP2000 muestra al seleccionar todos los elementos del modelo es la indicada en la figura 6.18.

4483 Points 8010 Frames 3358 Areas, 13432 Edges Selected

Fig 6.18 Información de importación programa SAP2000

En primer lugar se muestran unas imágenes de vistas alámbricas y extruidas del modelo desde diferente perspectiva en las que se observa la geometría del modelo.

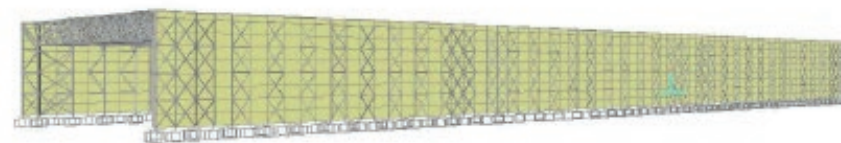


Fig 6.19 Vista extruida con cerramiento 1

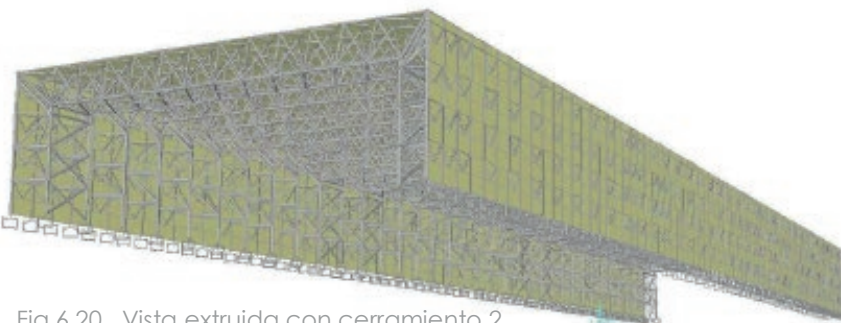


Fig 6.20 Vista extruida con cerramiento 2

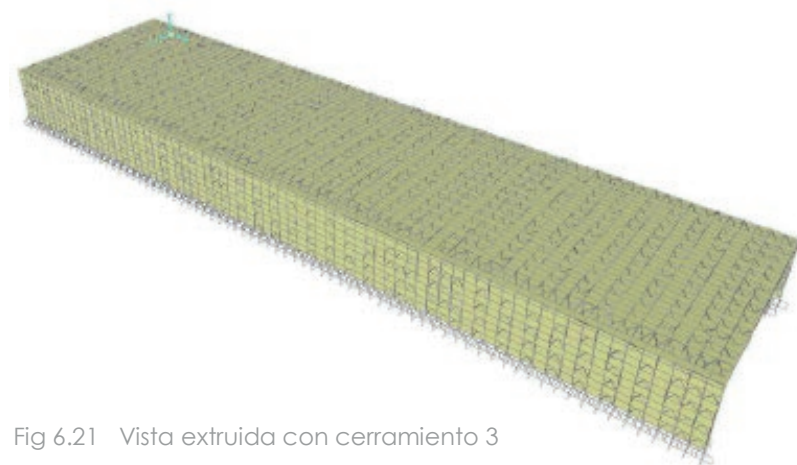


Fig 6.21 Vista extruida con cerramiento 3

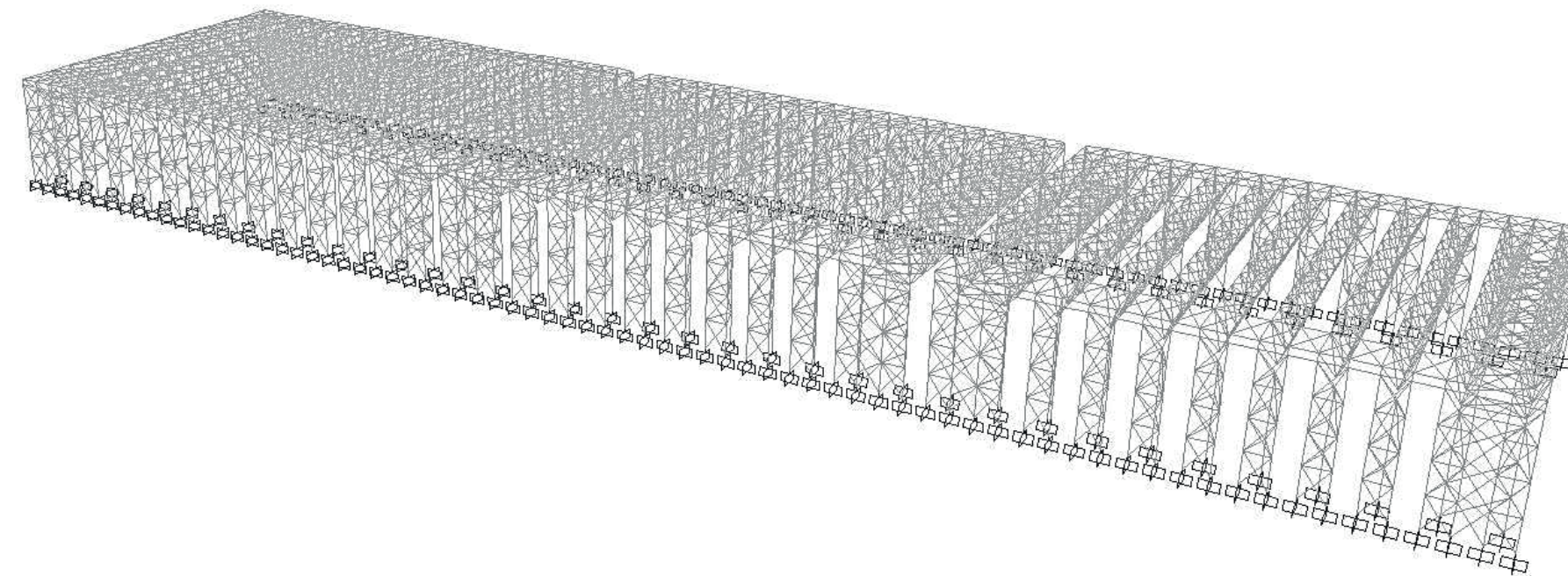


Fig 6.22 Vista extruida alámbrica estructura completa

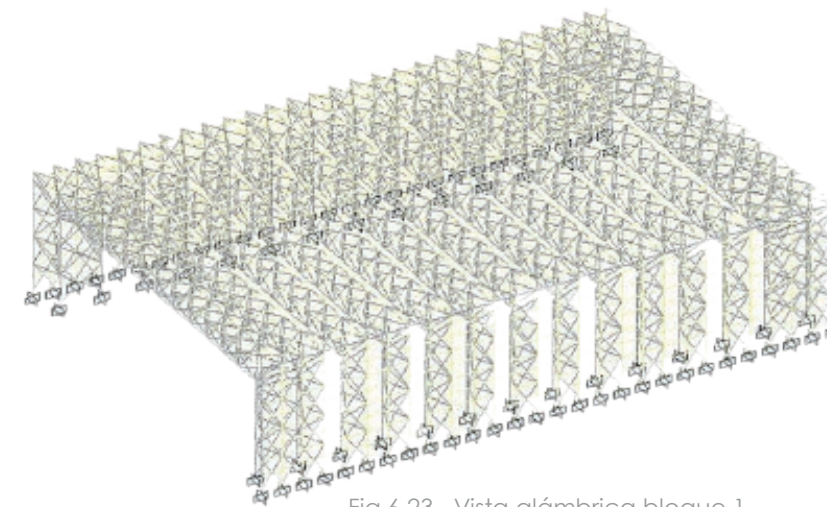


Fig 6.23 Vista alámbrica bloque 1

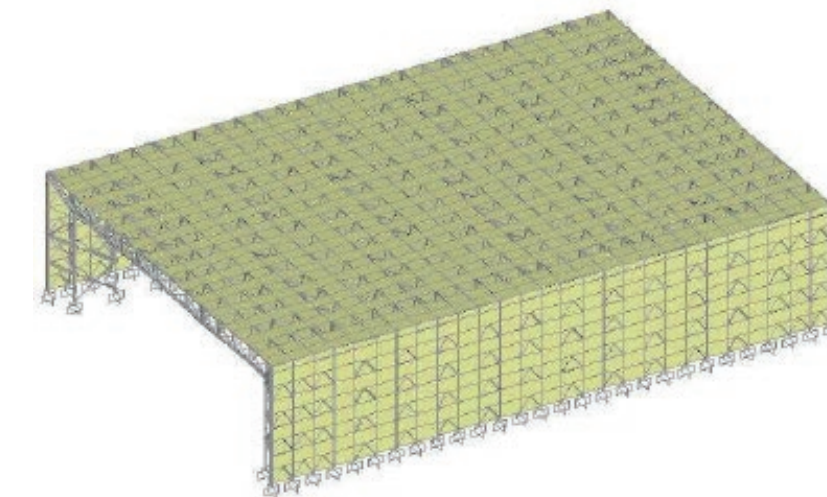


Fig 6.24 Vista revestimiento bloque 1



Para un mejor entendimiento se aíslan el pórtico tipo y el pórtico arriostrado que se repite en los extremos del modelo y a ambos lados de las juntas de dilatación.

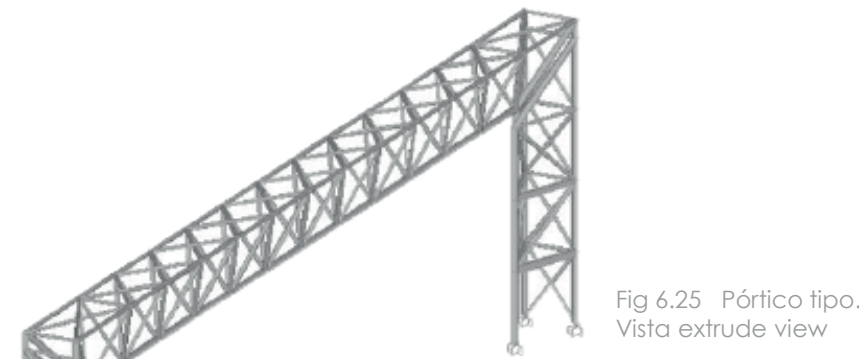


Fig 6.25 Pórtico tipo. Vista extrude view

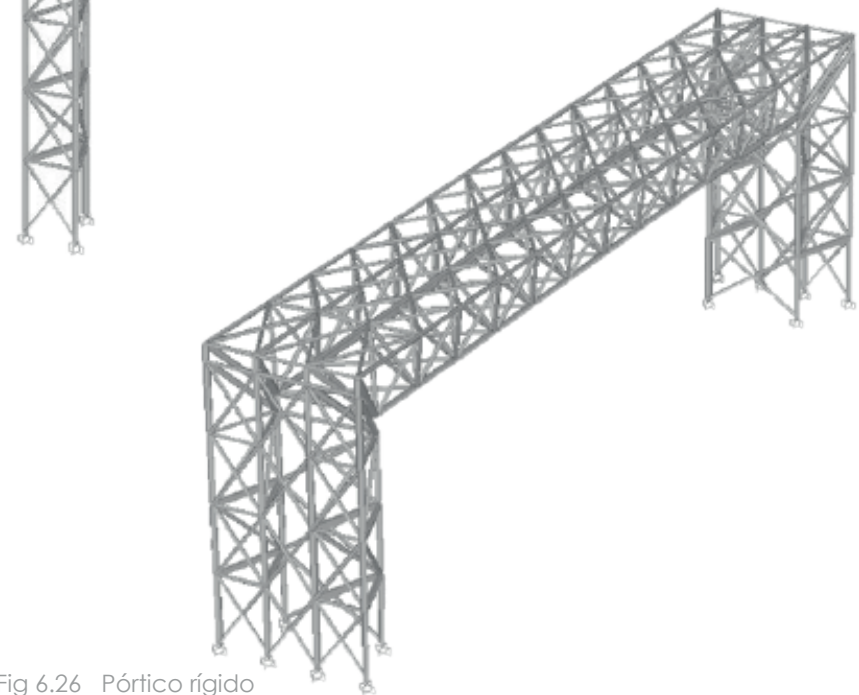


Fig 6.26 Pórtico rígido. Vista extrude view

Los tres bloques estructuralmente independientes se muestran en las figuras 6.27, 6.28 y 6.29. Es necesario ver la posición de los ejes de coordenadas para el análisis e interpretación del modelo.

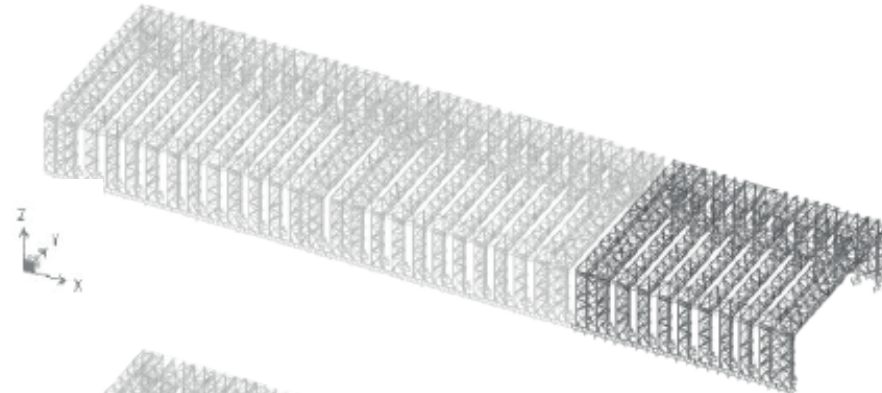


Fig 6.27 Representación BLOQUE 1

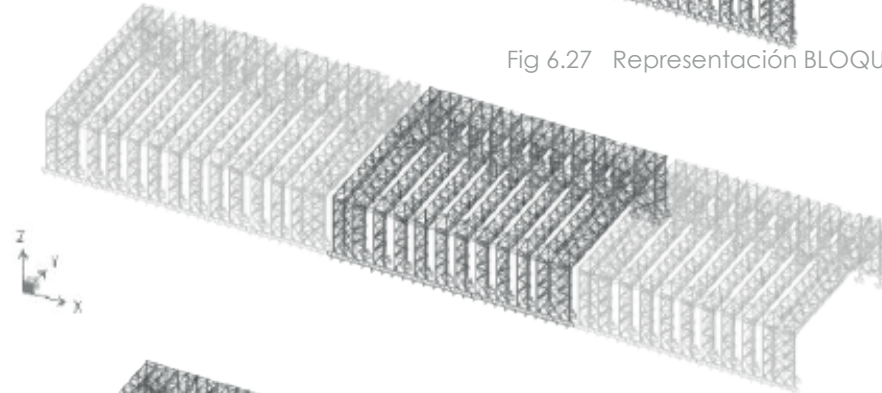


Fig 6.28 Representación BLOQUE 2

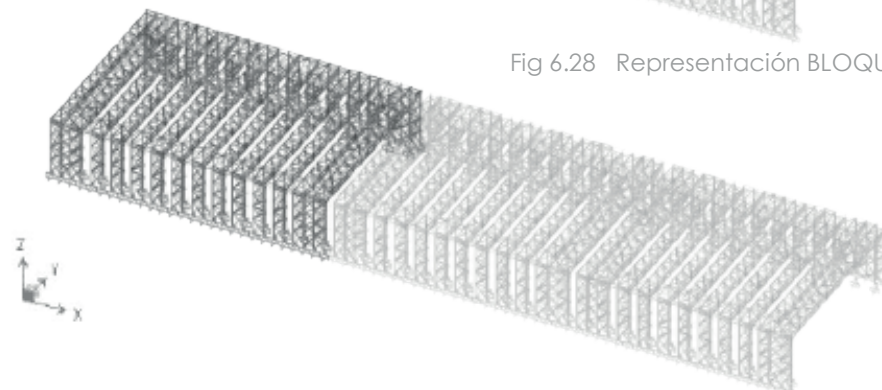


Fig 6.29 Representación BLOQUE 3

### Combinaciones ELU y ELS para el cálculo de la estructura

Los valores de los coeficientes de seguridad y de simultaneidad se han extraído de las tablas 4.1 y 4.2 del DBSE de seguridad estructural.

#### Combinaciones ELU

Para las comprobaciones en estado límite último, tal y como marca el DBSE de seguridad estructural, se va a necesitar la siguiente combinación:

#### SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para obtener la combinación persistente o transitoria más desfavorable, determinamos qué variable debe ser la principal.

- Variable principal Quso  
 $1,5 \cdot 0,4 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,1189 = 1,08201$  (Desfavorable)
- Variable principal Qnieve  
 $1,5 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0 \cdot 0,4 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,1189 = 0,85701$
- Variable principal Qviento  
 $1,5 \cdot 0,1189 + 1,5 \cdot 0 \cdot 0,4 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 0,55335$

En el programa de cálculo SAP200 introduciremos esta combinación con el nombre de ELUunvx+, con los siguientes coeficientes:

$$1,35 \cdot \text{PERMANENTES} \quad 1,5 \cdot \text{USO} \quad 0,75 \cdot \text{NIEVE} \quad 0,9 \cdot \text{VIENTO}$$

#### Combinaciones ELS

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, tal y como marca el DBSE de seguridad estructural, se van a necesitar las siguientes combinaciones:

#### COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para obtener la combinación característica más desfavorable, determinamos qué variable debe ser la principal.

- Variable principal Quso  
 $1 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,6 \cdot 0,1189 = 0,72134$  (Desfavorable)
- Variable principal Qnieve  
 $1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,6 \cdot 0,1189 = 0,57134$
- Variable principal Qviento=  
 $1 \cdot 0,1189 + 1 \cdot 0 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 0,3689$

#### COMBINACIÓN FRECUENTE

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Variable principal Quso =  $0 \cdot 0,4 + 0 \cdot 0,5 + 0 \cdot 0,1189 = 0$
- Variable principal Qnieve =  $0,2 \cdot 0,5 + 0 \cdot 0,4 + 0 \cdot 0,1189 = 0,1$
- Variable principal Qviento =  $0,5 \cdot 0,1189 + 0 \cdot 0,4 + 0 \cdot 0,5 = 0,05945$

#### COMBINACIÓN CASI PERMANENTE

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta combinación para el caso objeto de estudio es nula respecto a las cargas variables porque todas ellas tienen  $\psi_2=0$ . Simplemente se compondrá de  $1 \cdot \text{CARGAS PERMANENTES}$



Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		<b>desestabilizadora</b>	<b>estabilizadora</b>
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C.

Fig 6.30 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones. DBSE

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		<sup>(1)</sup>	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Fig 6.31 Coeficientes de simultaneidad. DBSE

## Comprobación succión

También es necesario realizar una verificación de resistencia que tenga en cuenta la hipótesis de viento de succión. Esta comprobación es necesaria para asegurar que los componentes de cubierta no se levantan cuando se produce la mayor carga posible de succión. Sólo vamos a considerar las cargas permanentes y el viento de succión. En este caso las cargas permanentes son acciones favorables. La combinación resultante es:

$$0,8 \cdot \text{CARGAS PERMANENTES (DEAD+CMP)} - 1,5 \cdot \text{VIENTO DE SUCCIÓN}$$

La carga de viento es negativa porque se produce en sentido opuesto a las cargas gravitatorias que se han tomado como positivas. El valor de la succión máxima posible es el generado por un viento paralelo al pórtico (dirección y) cuyo valor homogeneizado es 0.3824 KN/m<sup>2</sup>.

La estimación de las cargas permanentes es difícil para este modelo concreto ya que la mayoría se han colocado como cargas puntuales en los nudos para ser más fieles al modelo original. Se ha optado por introducir esta combinación en el programa de cálculo y analizar los resultados.

La figura 6.32 es la deformada de la combinación anterior. Como se puede observar las presiones de las cargas permanentes son mayores que las succiones producidas por el viento. De manera que esta combinación queda integrada en la ELU característica ya que esta última resulta más desfavorable.

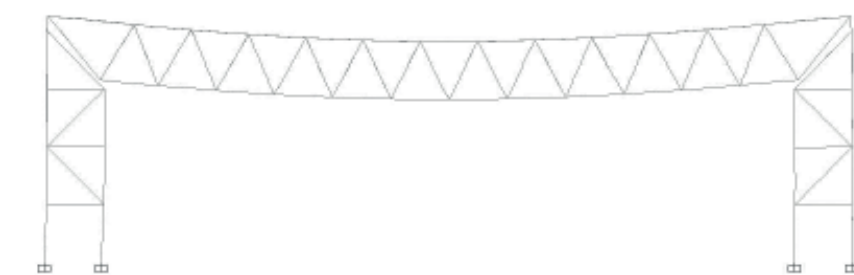


Fig 6.32 Deformada hipótesis ELU viento de succión

### Comprobación ELU Peritación de los elementos metálicos

La peritación de los elementos estructurales metálicos se realizará de forma automática con las herramientas propias del programa SAP2000 para este fin. Como se muestra en la imagen adjunta no todas las barras cumplen con el predimensionado inicial realizado manualmente.

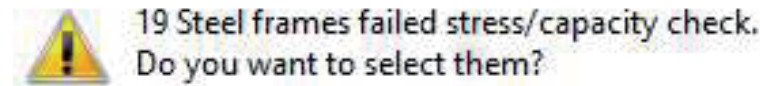


Fig 6.33 Aviso de no cumplimiento de la peritación.

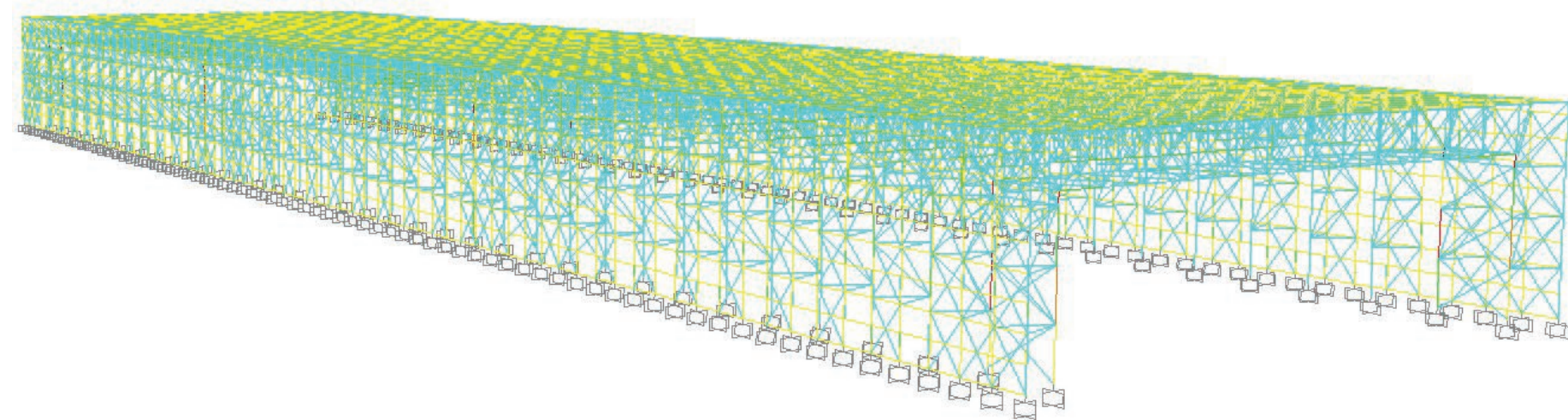


Fig 6.34 Peritación automática de elementos metálicos. Comprobación ELU

Los elementos de color rojo son aquellos que no cumplen. Todos ellos tienen asignada la misma sección correspondiente al perfil principal al que se le había asignado un tubular circular de 220 · 5. La información que el programa de cálculo obtiene tras la peritación revela que los elementos no cumplen por su excesiva componente de axil. Se procede a aumentar el área de la sección, tanto en diámetro como espesor para reducir la componente de axil. También se aumenta la sección de los perfiles cuadrados para permitir una mejor distribución de la cargas. La resistencia de los nudos aumenta al disminuir la relación entre el diámetro y el espesor del cordón y al aumentar la relación entre espesor del cordón y espesor de la barra de relleno. La relación final entre el diámetro y el espesor del cordón comprimido será un compromiso entre la resistencia del nudo y la resistencia del elemento a pandeo. En la figura siguiente se muestra la información que se obtiene de una barra en esta primera peritación.

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 58      Analysis Section: 220\*5 PERFIL PRINCIPAL  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: 220\*5 PERFIL PRINCIPAL

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
DSTL12	0,00	0,957 (C)	=	0,907 + 0,050 + 0,004	0,000	0,005
DSTL12	1,20	0,941 (C)	=	0,906 + 0,035 + 0,005	0,000	0,005
DSTL12	2,40	0,925 (C)	=	0,905 + 0,020 + 0,007	0,000	0,005
DSTL13	0,00	0,709 (C)	=	0,686 + 0,023 + 0,004	0,000	0,000
DSTL13	1,20	0,709 (C)	=	0,685 + 0,023 + 0,004	0,000	0,000
DSTL13	2,40	0,708 (C)	=	0,684 + 0,023 + 0,004	0,000	0,000
DSTL14	0,00	1,062 (C)	=	1,005 + 0,057 + 0,004	0,000	0,005

Buttons: Overwrites, Details, Tabular Data, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Fig 6.35 Información de una de las barras que no cumplen ELU



Tras el aumento de área de los dos tipos de secciones anteriormente citadas se vuelve a realizar la peritación de los elementos metálicos que se puede observar en la figura 6.38 en la que todas las barras cumplen. En el proceso de ajuste de las secciones que no cumplen, se observa que aquellas más desfavorables son las pertenecientes a los pórticos que soportan las cargas de los cerramientos externos y por tanto, aquellas que tienen mayores solicitaciones.



Fig 6.36 Aviso de cumplimiento de la peritación.

A continuación, en la figura 6.37 se puede observar la tabla de las secciones cambiadas tras la peritación.

SECCIÓN	Perfil inicial (mm)	Perfil tras peritación (mm)
Perfil principal	220 · 5	240 · 8
Perfil cordón superior cercha	150 · 5	150 · 5
Perfil intermedio	150 · 5	150 · 5
Perfil fino	130 · 5	130 · 5
Perfil cuadrado	160 · 160 · 5	170 · 170 · 6
Barra-nudo	220 · 5	240 · 8

Fig 6.37 Dimensiones de las secciones finales tras la peritación

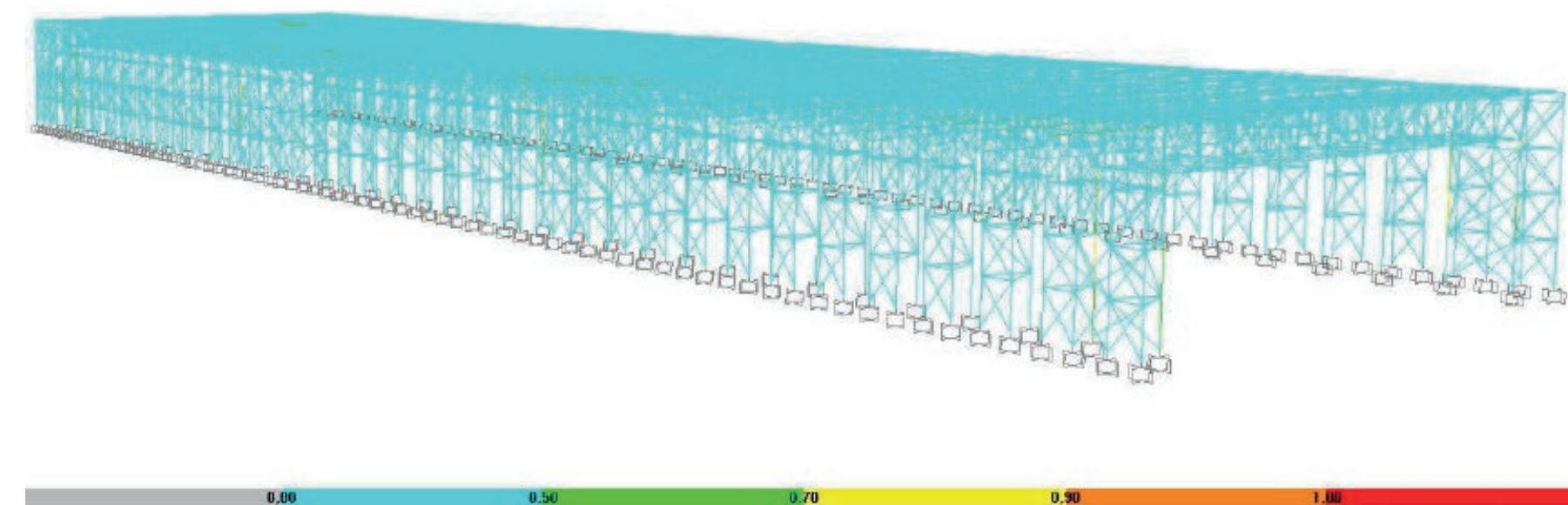


Fig 6.38 Peritación automática de elementos metálicos. Comprobación ELU

Por último se muestran los diagramas de axiles y flectores de la combinación ELUunvx+. La representación de la estructura completa es confusa debido a la gran cantidad de barras que la componen. Las figuras 6.39 y 6.40 muestran los diagramas únicamente del BLOQUE 1 que se pueden extrapolar al resto de la estructura

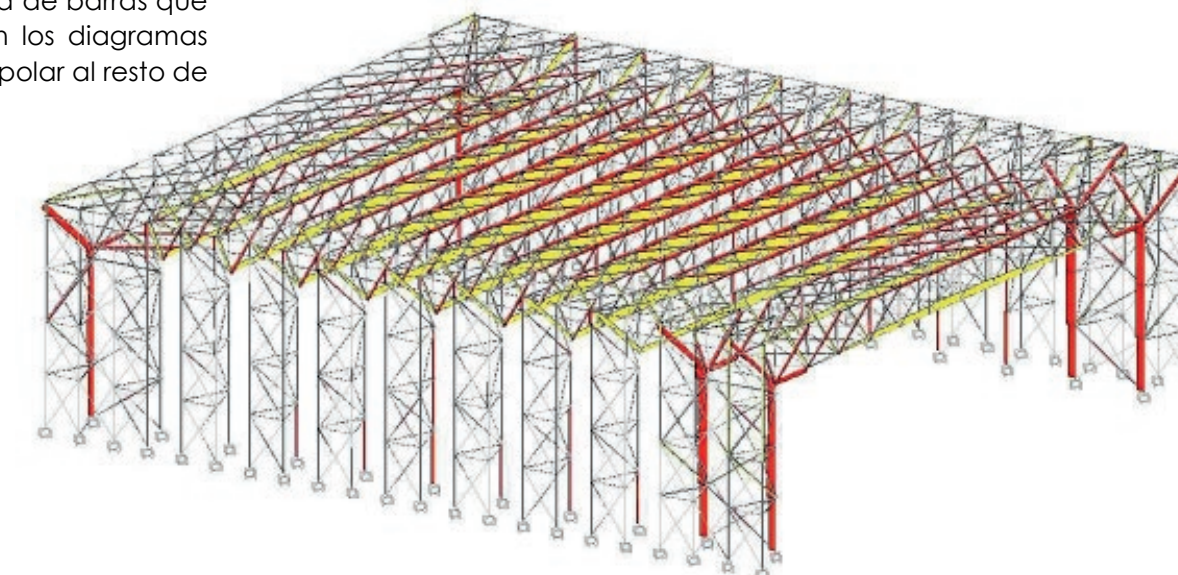


Fig 6.39 Diagrama axiles ELU. Bloque 1

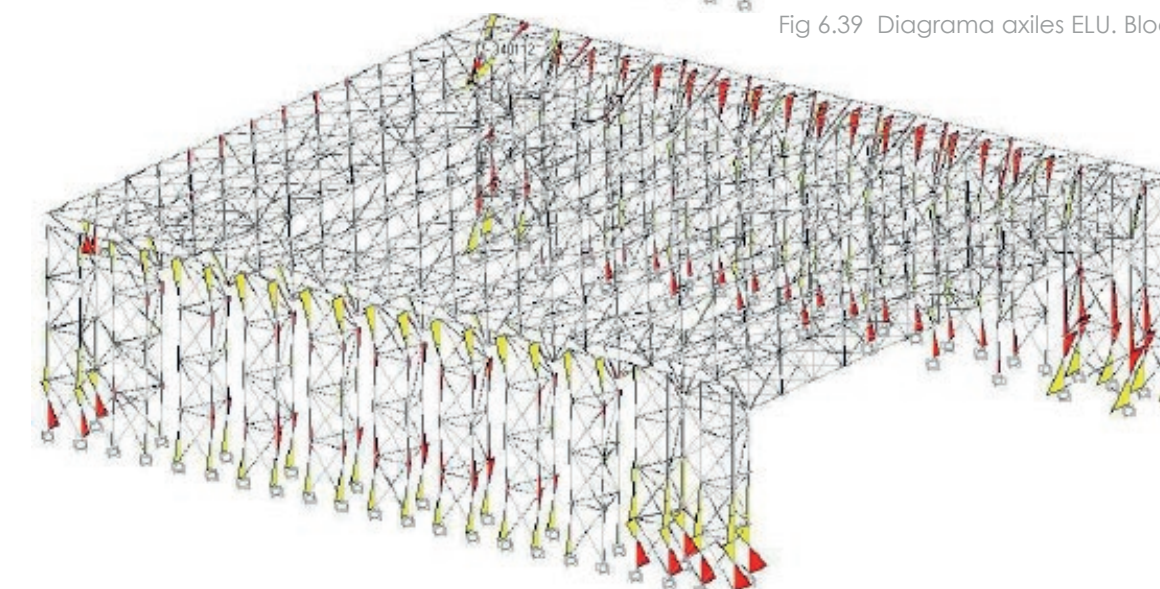


Fig 6.40 Diagrama momentos ELU. Bloque 1



### Esfuerzos axiles

#### Pórtico tipo

Como se puede observar en los diagramas de las barras más desfavorables representados en la figura 6.41, los valores obtenidos son muy similares a los obtenidos mediante la simplificación realizada y el cálculo por Ritter (véase figura 6.8), lo que demuestra que el ajuste del modelo para un primer dimensionado a mano ha sido correcto.

En el predimensionado inicial se había transformado el pórtico espacial en un pórtico plano, por lo que el axil que absorbe el arriostramiento transversal se le había asignado al cordón superior de la celosía. Es por ello, que en el análisis informático disminuyen un poco las solicitaciones del cordón superior.

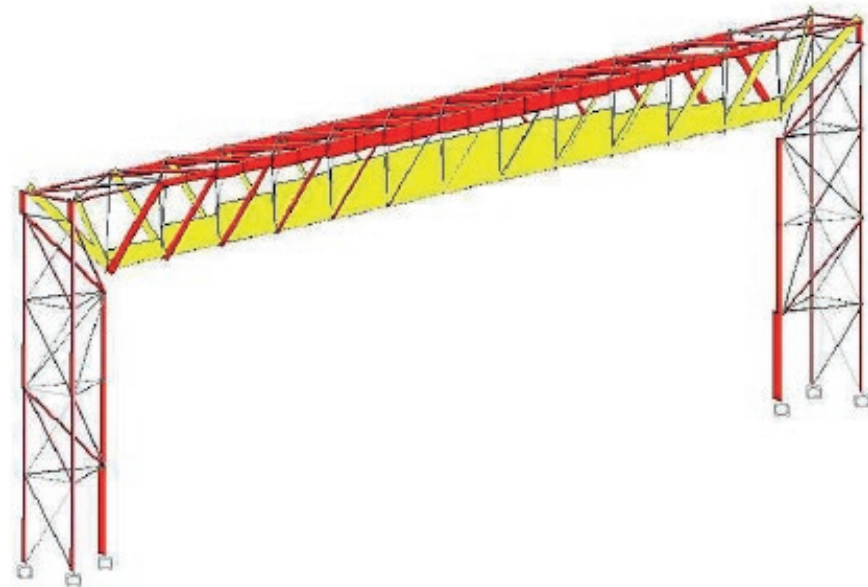


Fig 6.41 Ley de axiles ELU. Pórtico tipo

#### Solicitación cordón superior -231,398KN

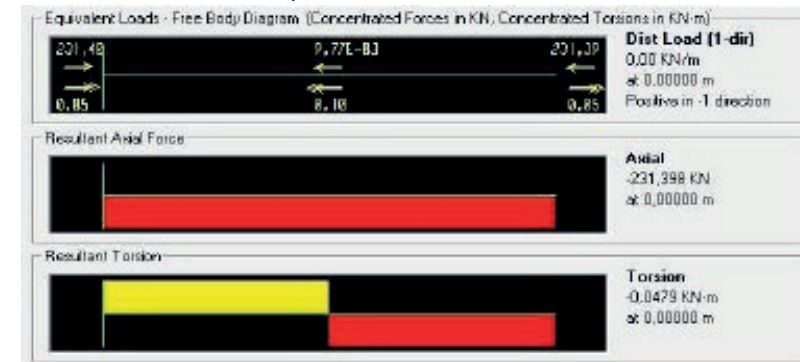


Fig 6.42 Solicitación axil. Cordón superior central. Pórtico tipo

#### Solicitación cordón inferior 746,299KN

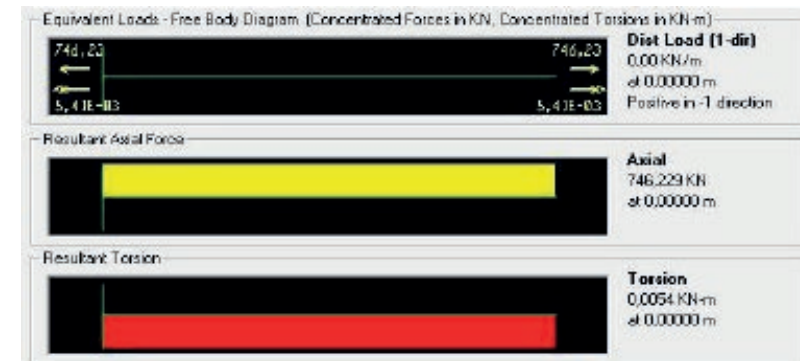


Fig 6.43 Solicitación axil. Cordón inferior central. Pórtico tipo

#### Solicitación arriostramiento transversal -94,634KN

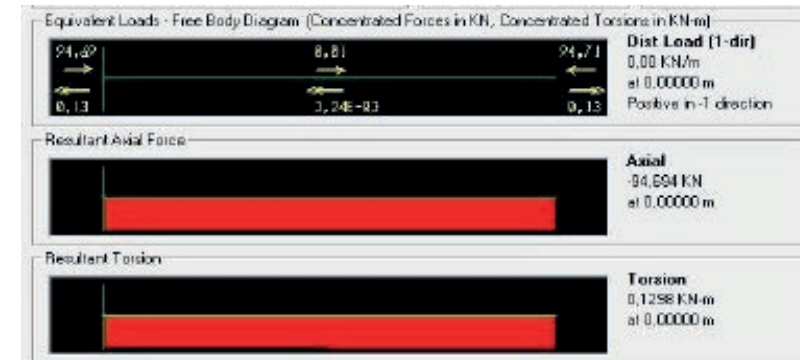


Fig 6.44 Solicitación axil. Arriostramiento transversal. Pórtico tipo

### Pórtico arriostrado

Las solicitaciones a las que están sometidos las barras de las vigas en celosía en los pórticos arriostrados son mucho menores. Como se muestra en el modelo global (Figura 6.39) el axil que solicita las secciones va disminuyendo a medida que se acerca a los extremos arriostrados de cada bloque. Por el contrario en la figura 6.45 se aprecia como los esfuerzos axiles en los pilares en celosía de los pórticos rigidizados es mayor que en los restantes pórticos interiores. Esto sucede debido a la unión adicional entre pilar y viga que se produce en los pórticos rigidizados. Esta unión transmite esfuerzos a los pilares.

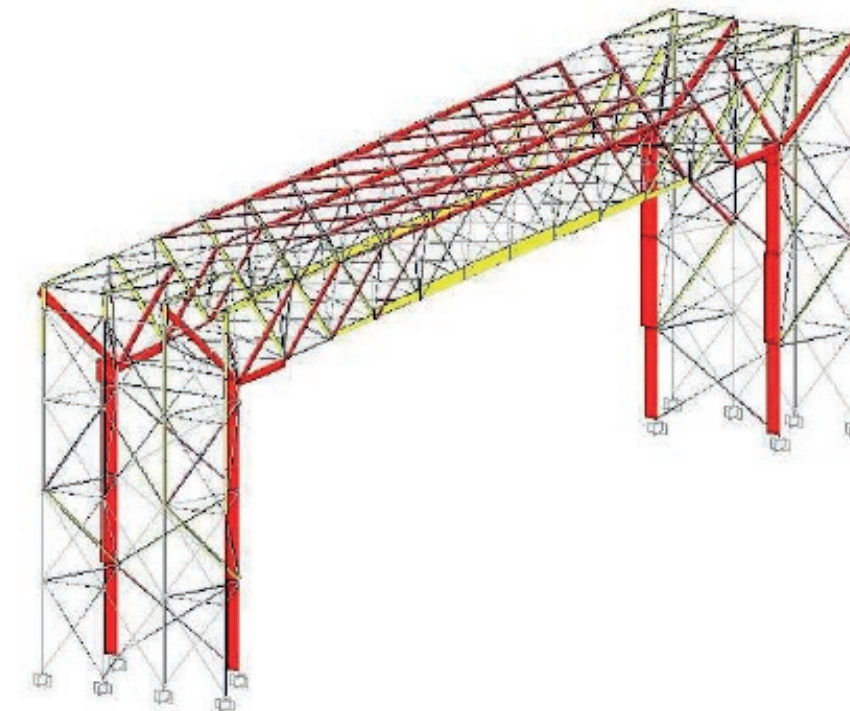


Fig 6.45 Ley de axiles ELU. Pórtico arriostrado

#### Solicitación cordón superior -160,237KN

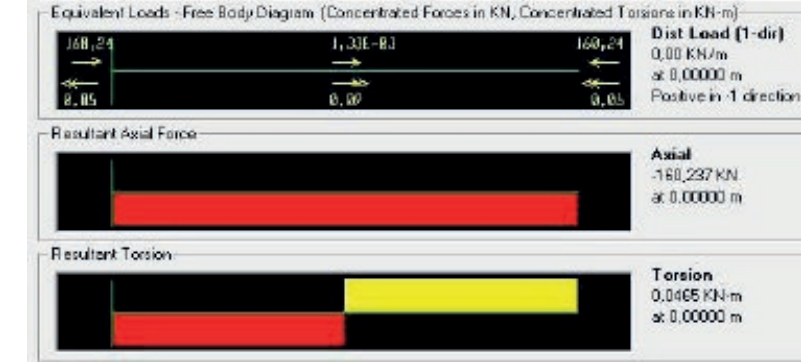


Fig 6.46 Solicitación axil. Cordón superior central. Pórtico arriostrado

#### Solicitación cordón inferior 368,768KN

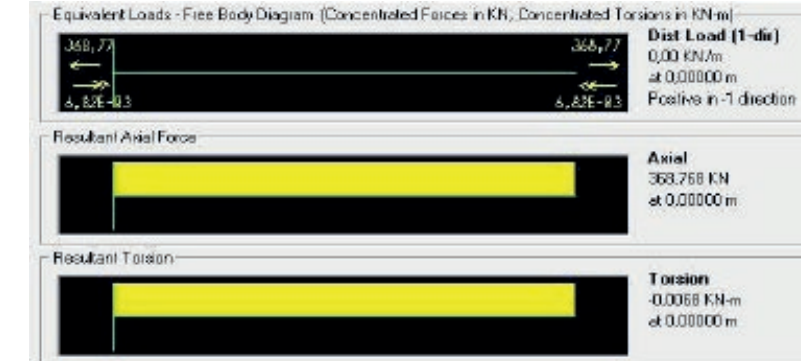


Fig 6.47 Solicitación axil. Cordón inferior central. Pórtico arriostrado

#### Solicitación arriostramiento transversal -86,06KN

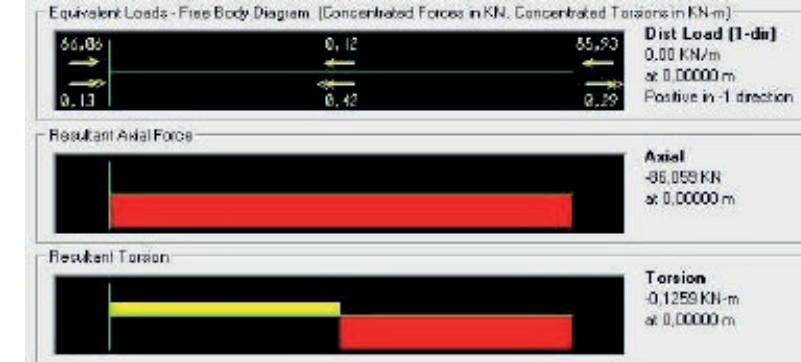


Fig 6.48 Solicitación axil. Arriostramiento transversal. Pórtico arriostrado



## Momentos

### Pórtico tipo

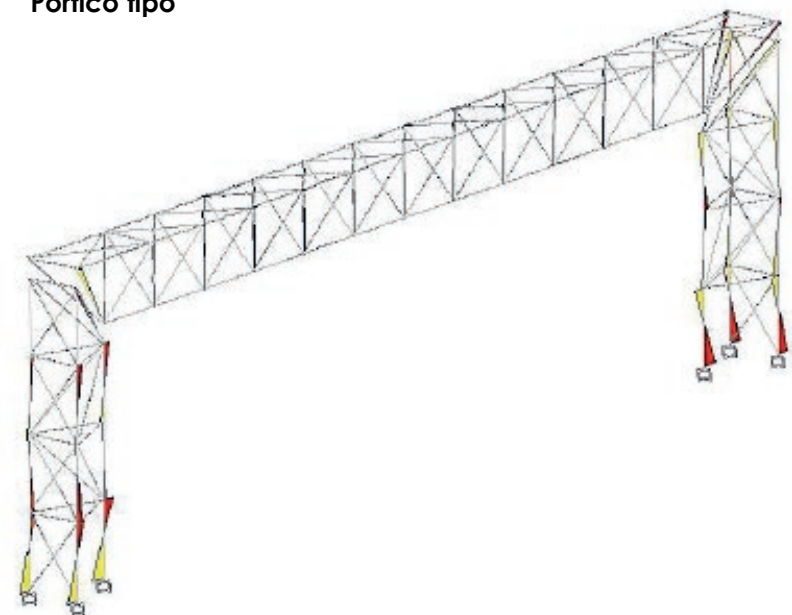


Fig 6.49 Ley de momentos. ELU. Pórtico tipo

### Pórtico arriostrado

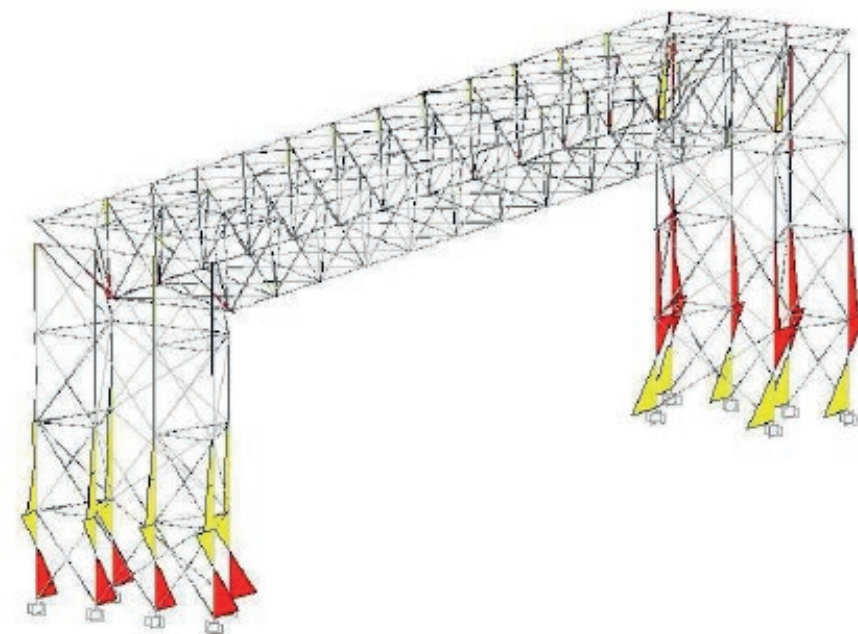


Fig 6.51 Ley de momentos. ELU. Pórtico tipo

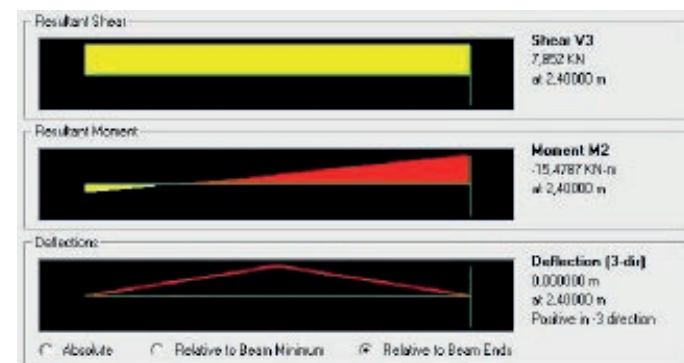


Fig 6.50 Solicitaciones momento. ELU. Pórtico tipo

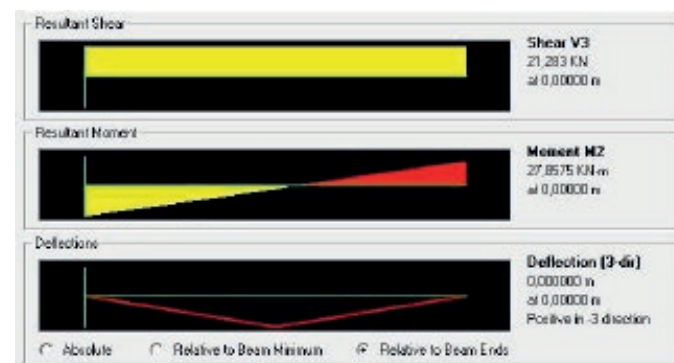


Fig 6.52 Solicitación axial. ELU. Pórtico arriostrado

## Comprobación ELS

### Deformadas de hipótesis simples

Es interesante observar las deformadas resultantes de las diferentes hipótesis simples antes de realizar la comprobación sobre las combinaciones que demanda la norma de seguridad estructural.

Se pueden identificar cuáles son a priori las hipótesis más desfavorables. Sin embargo, nunca van a actuar estas hipótesis solas, actuarán simultáneamente a todas las demás según la combinación elegida. Por tanto, y como se ha verificado en el apartado anterior, la hipótesis de viento de succión al combinarla con las cargas gravitatorias produce un desplazamiento contrario al que realiza en la figura 6.56.

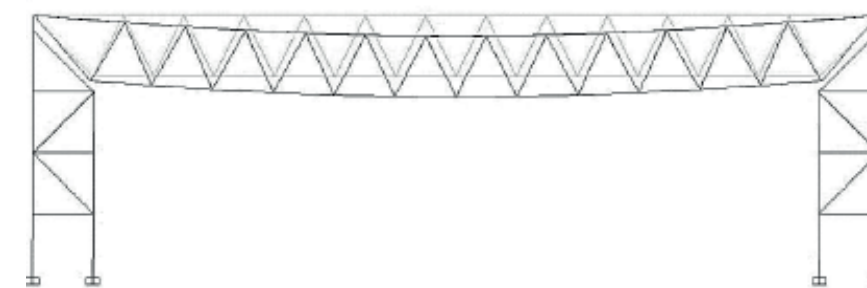


Fig 6.53 Deformada hipótesis SCN

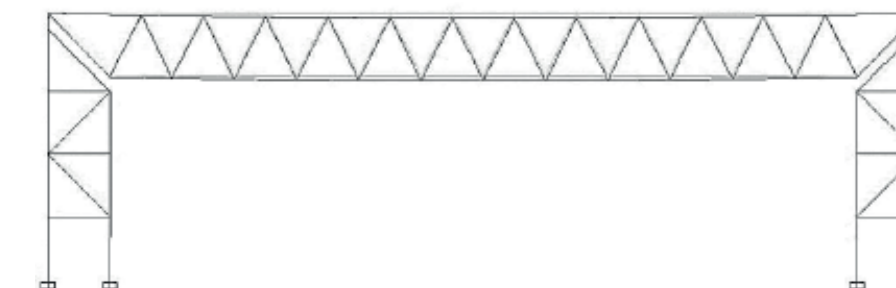


Fig 6.55 Deformada hipótesis SCV

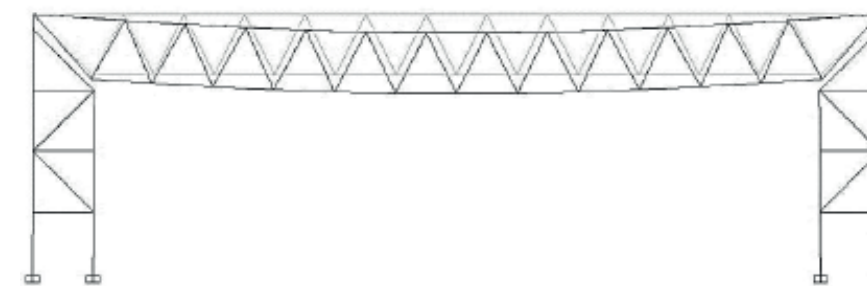


Fig 6.54 Deformada hipótesis SCU

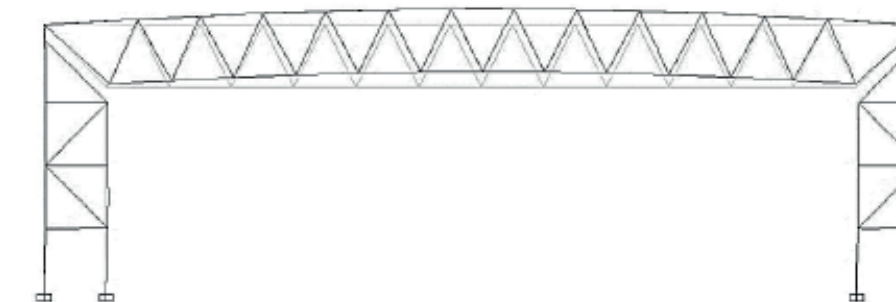


Fig 6.56 Deformada hipótesis SCV viento de succión

## Comprobaciones según DBSE

Para la comprobación ELS se va a verificar que la flecha máxima de las vigas más solicitadas cumpla las restricciones impuestas por la norma estructural.

### INTEGRIDAD DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Se admite que la estructura horizontal de una cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante la combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que 1/300.

Como en el modelo del Sainsbury Centre sólo hay dos fases de obra, estructura y paneles sándwich, se simplifica teniendo en cuenta todo la carga permanente.

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Se introduce la combinación ELS característica integridad en el programa de cálculo con los siguientes coeficientes:  
1 · PERMANENTES    1 · USO    0,5 · NIEVE    0,6 · VIENTO

Los valores de  $\psi_0$  se extraen de la figura 6.31.

### CONFORT DE LOS USUARIOS

Se admite que la estructura horizontal de una cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera sus piezas, ante la combinación de acciones características, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa es menor de **1/350**.

Como acción de corta duración se tendrá en cuenta sólo el uso. Para el cálculo en el programa informático se realizará la comprobación con la hipótesis SCU.

### APARIENCIA DE LA OBRA

Se admite que la estructura horizontal de una cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante la combinación casi permanente la flecha relativa es menor que **1/300**.

Como se ha dicho antes el  $\psi_2$  de todas las variables es 0 por lo que esta combinación simplemente se compondrá de 1 · CARGAS PERMANENTES.

Por tanto esta no es necesario comprobarla ya que si la verificación de flecha para la integridad de elementos constructivos cumple, está también lo hará.

Además es necesario que las condiciones anteriores se verifiquen entre dos puntos de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. Se comprobarán las dos direcciones principales ortogonales del modelo.

## Integridad de elementos constructivos

Es necesario realizar la comprobación de flecha en ambas direcciones. La luz en la dirección paralela al pórtico es de 33,6m.

$$f = 33,6/300 = 0,112m$$

En la dirección perpendicular al pórtico no se verificará la flecha con la luz entre pilares. No se trata de un sistema común ya que entre pórticos sólo existe un panel sándwich de 1,8m de longitud que consideramos rígido. En esta dirección únicamente se verificará que la flecha entre dos puntos cumpla, tomando como luz el doble de la distancia entre ellas.

El diseño de la estructura de pórticos triangulados resuelve de forma eficiente la flecha que se podría haber producido con una luz de 33,6m. En el diagrama en que se muestra la deformada de los paneles de cubierta (figura 6.57) se observa que el mayor descenso se produce en el bloque tres debido a que es el de mayor longitud. La máxima flecha alcanzada es de 0,053m que representa la mitad de la flecha máxima permitida.

La figura 6.57 también revela la situación de las dos juntas de dilatación que dividen el modelo en tres bloques y permiten desplazamientos independientes.

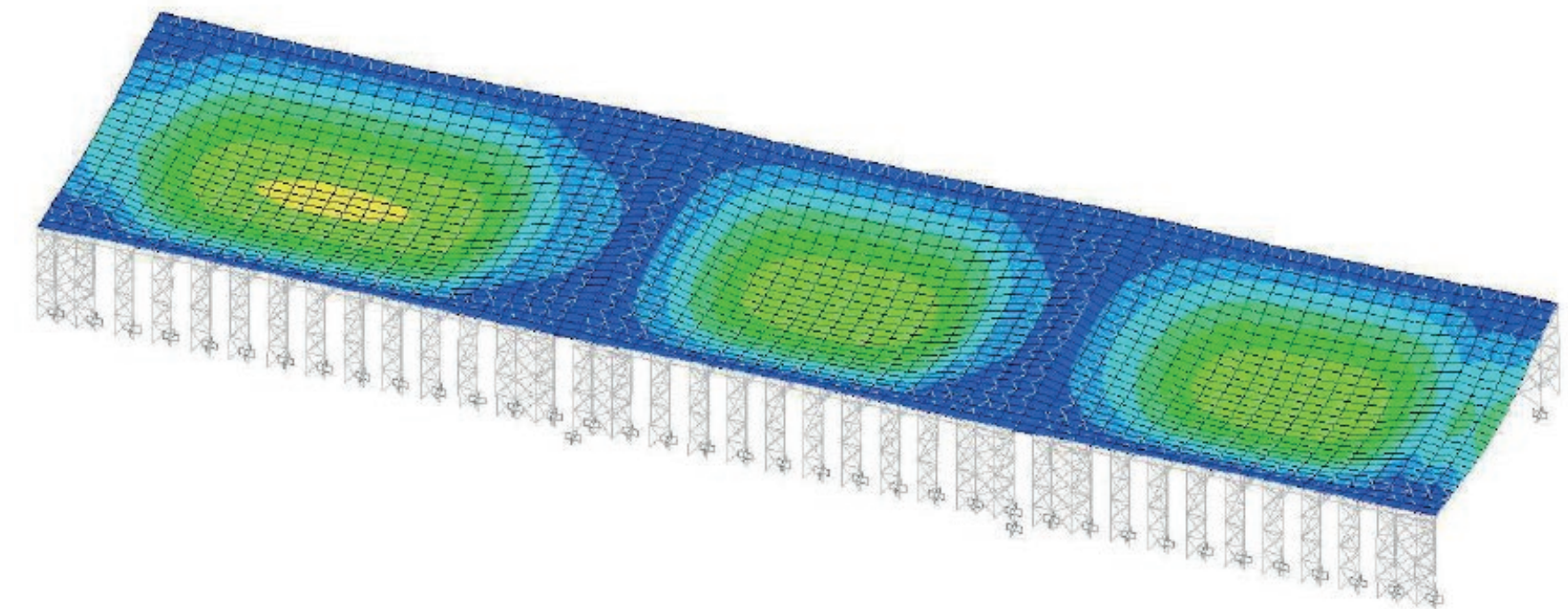


Fig 6.57 Deformada ELS característica límite L/300=0,112



Para tener una percepción más clara de la relación entre las flechas, se va a representar la misma deformada pero con una escala diferente por lo que la distribución cromática varía y se obtiene una mayor comprensión de la magnitud de la flecha en los diferentes puntos. El límite fijado es de 0,055m

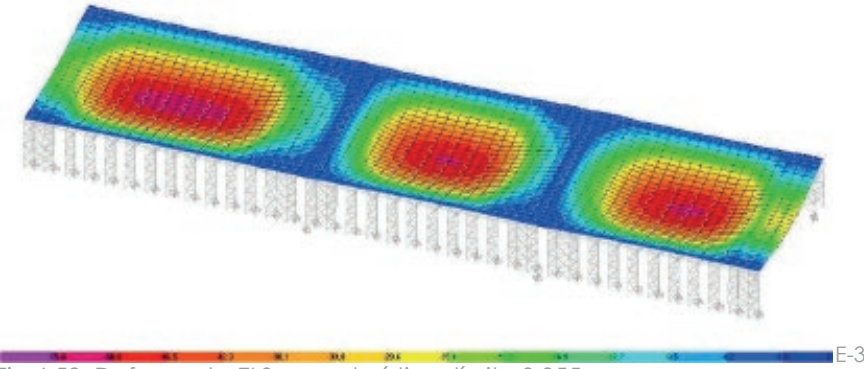


Fig 6.58 Deformada ELS característica límite 0,055m

Se verifica  $L/300$  entre los dos puntos elegidos tomando como luz  $2L$  tal y como se ha explicado anteriormente. Para un mejor entendimiento se aísla el bloque 3.

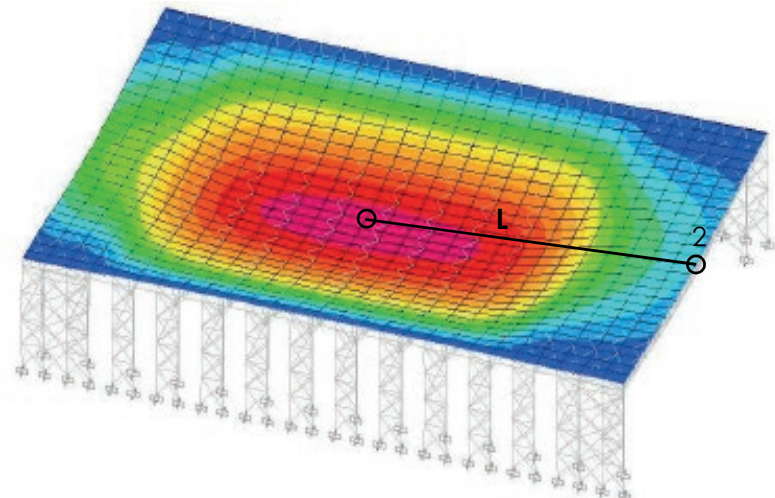


Fig 6.59 Deformada ELS característica BLOQUE 3 límite 0,055m

Joint Object	3716	Joint Element	3716
	1	2	3
Trans	-4,440E-04	0,00000	-0,05311
Rotn	0,00000	-4,883E-06	0,00000

Fig 6.60 Desplazamiento nudo 1. BLOQUE 3

Joint Object	3689	Joint Element	3689
	1	2	3
Trans	1,050E-04	1,425E-06	-0,00809
Rotn	-6,218E-06	-0,00407	1,662E-05

Fig 6.61 Desplazamiento nudo 2. BLOQUE 3

$L=27m$

$$f_{\text{forjado}} = 2L/300 = 2 \cdot 27m/300 = 0,18m > 0,053 - 0,008 = 0,045m$$

**CUMPLE**

Se obtiene la deformada en alzado xz del modelo completo y es destacable la diferente flecha que existe entre los pórticos tipo y los pórticos arriostrados. En estos últimos el valor del movimiento vertical del forjado es prácticamente nulo. Para un mejor análisis se analizarán ambos pórticos



Fig 6.62 Deformada ELS característica. Alzado xz

**Pórtico tipo más desfavorable**

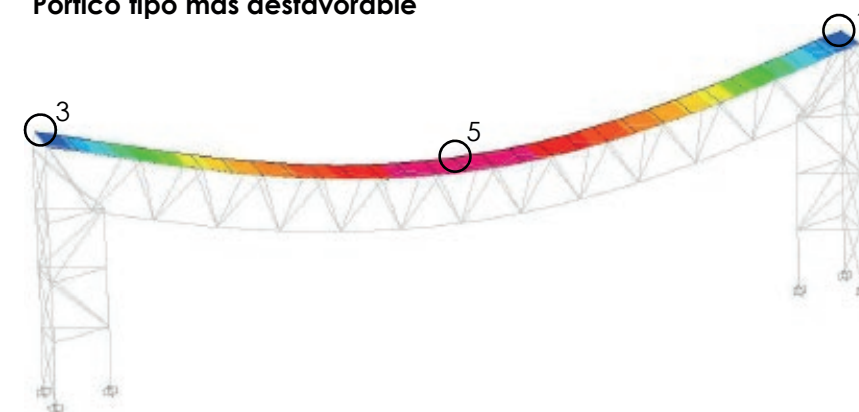


Fig 6.63 Deformada ELS característica. Pórtico más desfavorable

Joint Object	767	Joint Element	767
	1	2	3
Trans	-2,402E-04	0,00506	-2,435E-04
Rotn	-0,00325	1,734E-05	2,801E-05

Fig 6.64 Desplazamiento nudo 3. BLOQUE 3

Joint Object	696	Joint Element	696
	1	2	3
Trans	-4,054E-04	-0,00476	-2,726E-04
Rotn	0,00316	-4,725E-06	5,078E-05

Fig 6.65 Desplazamiento nudo 4. BLOQUE 3

Joint Object	3716	Joint Element	3716
	1	2	3
Trans	-4,440E-04	0,00000	-0,05311
Rotn	0,00000	-4,883E-06	0,00000

Fig 6.66 Desplazamiento nudo 5. BLOQUE 3

Se realiza la comprobación con la flecha relativa en el sentido ortogonal a la comprobada anteriormente:

$$f = L/300 = 33,6m/300 = 0,112m > 0,053 - [(0,00024 + 0,00027)/2] = 0,0527m \quad \text{CUMPLE}$$

**Pórtico arriostrado**

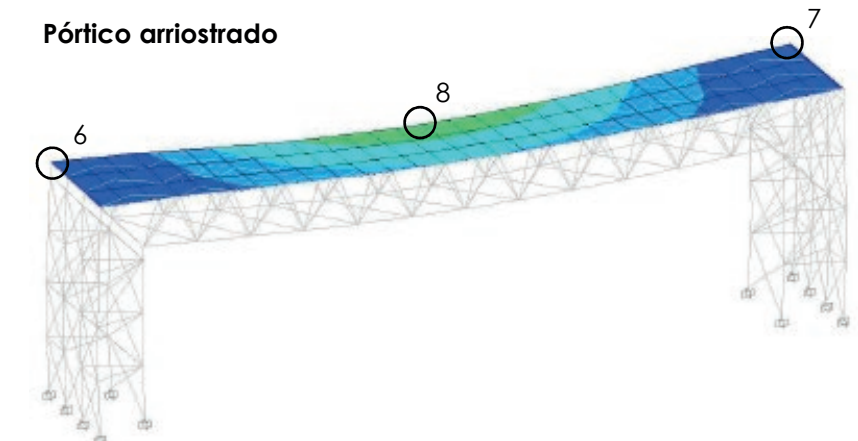


Fig 6.67 Deformada ELS característica. Pórtico arriostrado

Joint Object	1007	Joint Element	1007
	1	2	3
Trans	-4,638E-04	8,433E-04	1,073E-04
Rotn	-8,710E-04	-1,038E-04	-1,825E-04

Fig 6.68 Desplazamiento nudo 6. BLOQUE 3

Joint Object	1004	Joint Element	1004
	1	2	3
Trans	-4,619E-04	-8,386E-04	1,127E-04
Rotn	8,759E-04	-1,033E-04	1,842E-04

Fig 6.69 Desplazamiento nudo 7. BLOQUE 3

Joint Object	3691	Joint Element	3691
	1	2	3
Trans	2,920E-04	1,879E-06	-0,01330
Rotn	0,00000	-0,00127	5,340E-06

Fig 6.70 Desplazamiento nudo 8. BLOQUE 3

Se realiza la comprobación con la flecha relativa:

$$f = L/300 = 33,6m/300 = 0,112m > 0,01330 - [(0,00012 + 0,0001)/2] = 0,01319m \quad \text{CUMPLE}$$



### Confort de los usuarios

Para la verificación de confort como se ha detallado antes sólo se tiene en cuenta la carga de uso. En el caso del *Sainsbury Centre* el uso es mantenimiento por lo que sólo existe una fuerza de 0,4 KN/m<sup>2</sup>. Debido al escaso valor de la carga, si ponemos como límite de la escala cromática la flecha máxima permitida ( $L/350 = 33,6/350 = 0,096m$ ) no se puede apreciar el movimiento vertical relativo entre nudos.

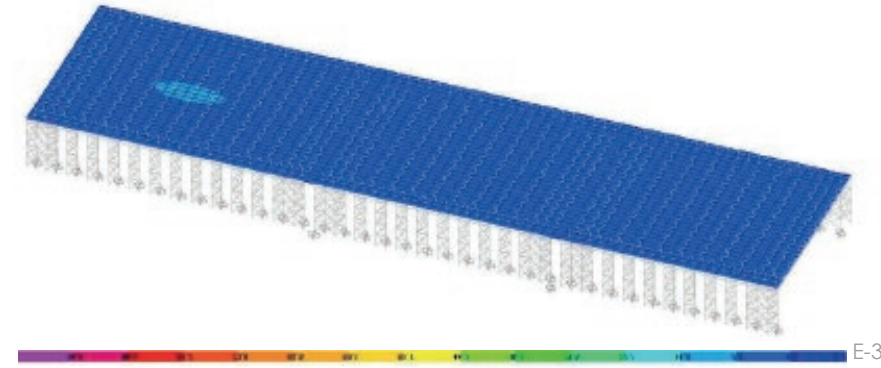


Fig 6.71 Deformada SCU límite L/350= 0,096m

Se representa la misma deformada pero con una escala diferente. El límite fijado es 0,008m:

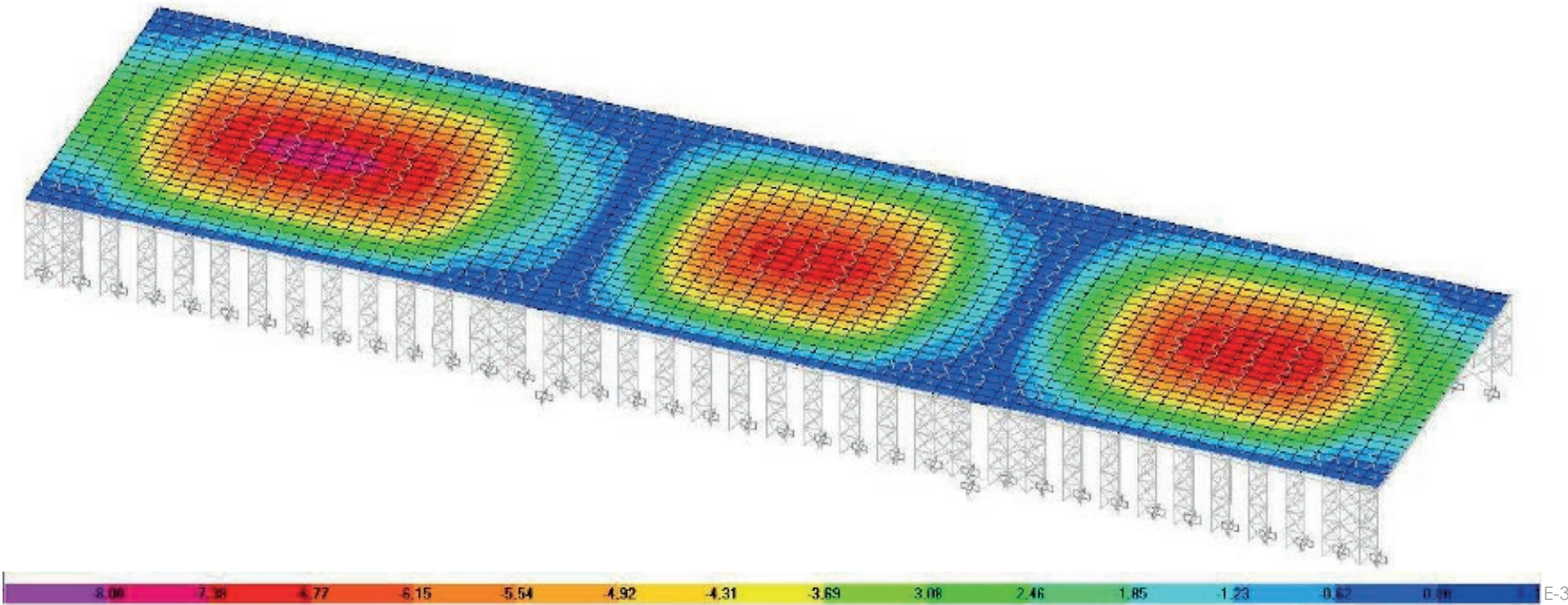


Fig 6.72 Deformada SCU límite 0,008m movimientos Uz

Se verifica L/350 entre los dos puntos elegidos tomando como luz 2L tal y como se ha explicado anteriormente. Para un mejor entendimiento se aísla el bloque 3.

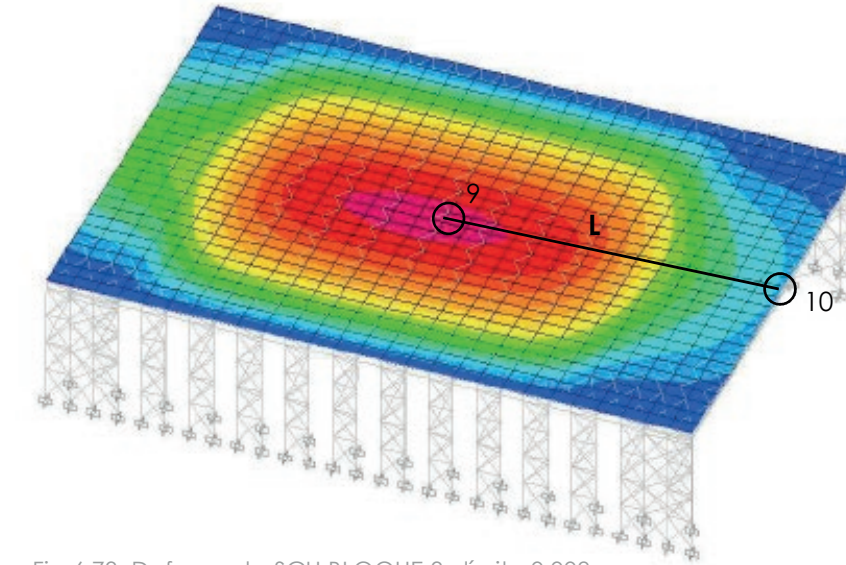


Fig 6.73 Deformada SCU BLOQUE 3 límite 0,008m

Joint Object	3716	Joint Element	3716
	1	2	3
Trans	-2,426E-05	0,00000	-0,00757
Rotn	0,00000	1,344E-06	0,00000

Fig 6.74 Desplazamiento nudo 9. BLOQUE 3

Joint Object	3689	Joint Element	3689
	1	2	3
Trans	3,554E-05	0,00000	-0,00113
Rotn	0,00000	-5,631E-04	2,233E-06

Fig 6.75 Desplazamiento nudo 10. BLOQUE 3

L=27m

$f_{\text{forjado}} = 2L/350 = 2 \cdot 27m/350 = 0,154m > 0,0076 - 0,0011 = 0,0065m$   
**CUMPLE**

Se obtiene la deformada en alzado xz del modelo completo y se aprecia una menor diferencia de movimiento vertical entre pórtico tipo-pórtico arriostrado que con la anterior combinación. Pese a ello, para un mejor análisis se analizarán ambos pórticos.



Fig 6.76 Deformada SCU. Alzado xz



**Pórtico tipo más desfavorable**

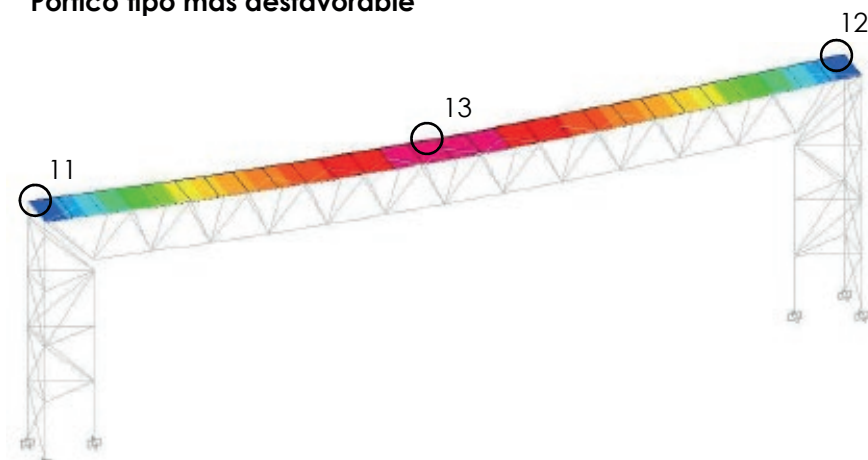


Fig 6.77 Deformada SCU. Pórtico más desfavorable

Joint Object	767			Joint Element	767		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-1,050E-05	7,106E-04	-3,506E-05				
Rotn	-4,697E-04	5,227E-06	4,556E-06				

Fig 6.78 Desplazamiento nudo 11. BLOQUE 3

Joint Object	764			Joint Element	764		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-1,046E-05	-7,105E-04	-3,506E-05				
Rotn	4,697E-04	5,230E-06	-4,555E-06				

Fig 6.79 Desplazamiento nudo 12. BLOQUE 3

Joint Object	3716			Joint Element	3716		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-2,426E-05	0,00000	-0,00757				
Rotn	0,00000	1,344E-06	0,00000				

Fig 6.80 Desplazamiento nudo 13. BLOQUE 3

Se realiza la comprobación con la flecha relativa en el sentido ortogonal a la comprobada anteriormente:  
 $f = L/350 = 33,6m/350 = 0,096m > 0,0076 - [(0,000035 + 0,000035)/2] = 0,00756m$  **CUMPLE**

**Pórtico arriostrado**

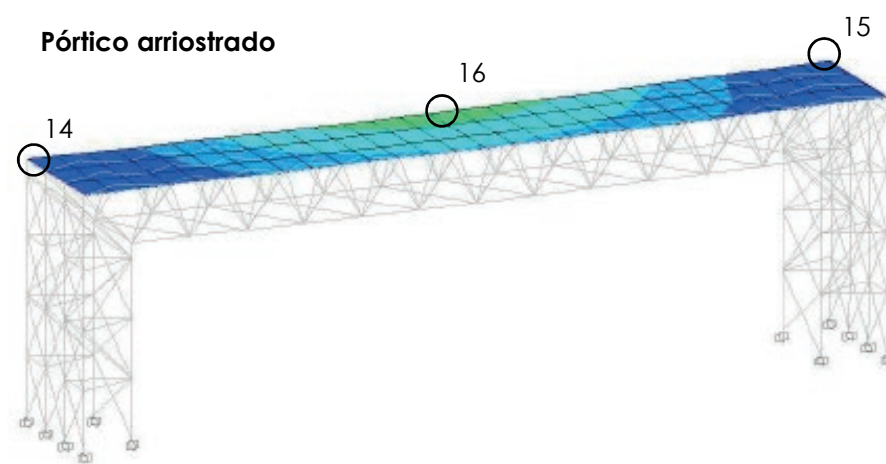


Fig 6.81 Deformada SCU. Pórtico arriostrado

Joint Object	1005			Joint Element	1005		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-6,295E-05	1,768E-04	1,331E-05				
Rotn	-1,380E-04	-1,625E-05	-1,833E-05				

Fig 6.82 Desplazamiento nudo 14. BLOQUE 3

Joint Object	1002			Joint Element	1002		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-6,294E-05	-1,767E-04	1,342E-05				
Rotn	1,381E-04	-1,627E-05	1,830E-05				

Fig 6.83 Desplazamiento nudo 15. BLOQUE 3

Joint Object	3692			Joint Element	3692		
	1	2	3		1	2	3
Trans	7,600E-05	0,00000	-0,00218				
Rotn	0,00000	-2,608E-04	0,00000				

Fig 6.84 Desplazamiento nudo 16. BLOQUE 3

Se realiza la comprobación con la flecha relativa:  
 $f = L/350 = 33,6m/350 = 0,096m > 0,0022 - [(0,000013 + 0,000013)/2] = 0,00218m$  **CUMPLE**

**Comparación deformada ELS caract. Pórtico tipo/arriostrado**

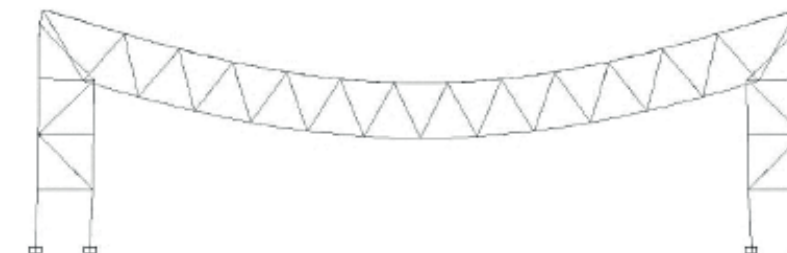


Fig 6.85 Deformada alámbrica ELS. Pórtico más desfavorable

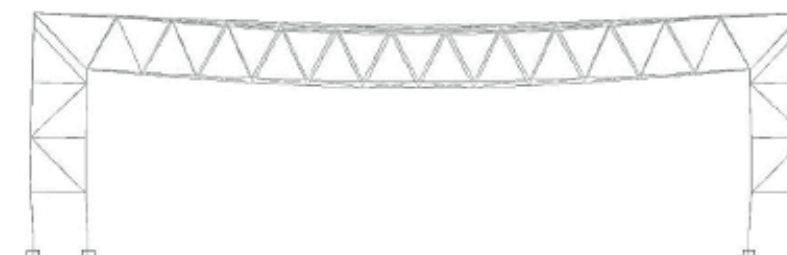


Fig 6.86 Deformada alámbrica ELS característica. Pórtico arriostrado

**Comparación deformada SCU Pórtico tipo/arriostrado**

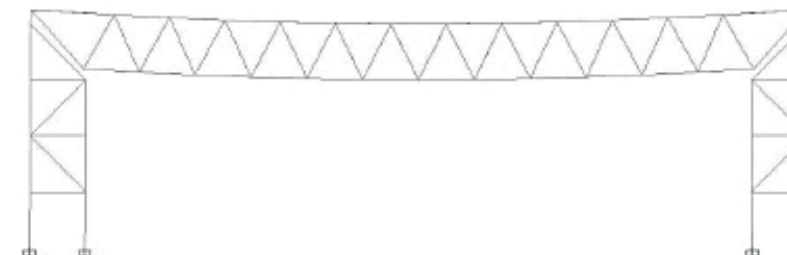


Fig 6.87 Deformada alámbrica SCU. Pórtico más desfavorable

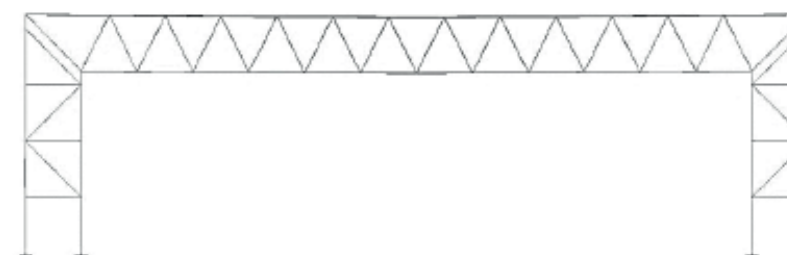


Fig 6.88 Deformada alámbrica SCU. Pórtico arriostrado

**Apariencia en obra**

Como se ha explicado antes no se va a realizar la verificación con la combinación de apariencia en obra porque queda englobada en el análisis de integridad de los elementos constructivos realizado con anterioridad.

Ha quedado demostrado que no existen problemas de flechas excesivas en el Sainsbury Centre debido a que no es un forjado convencional. Los paneles son elementos rígidos que no deberían curvarse y las pequeñas diferencias de movimiento que se pueden producir las absorbe el neopreno para impedir la rotura del panel.

### Desplome lateral

Según el DBSE de seguridad estructural cuando se considere la integridad de los elementos constructivos susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de 1/500 de la altura total del edificio o 1/250 de la altura de planta.

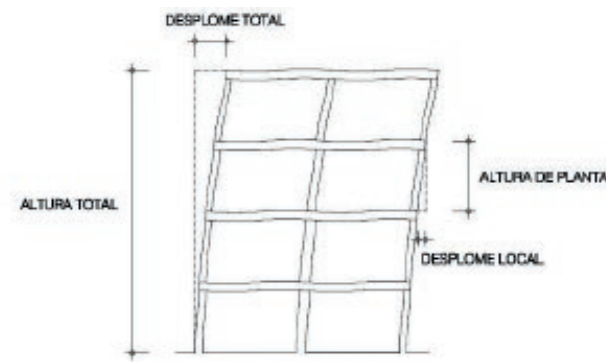


Figura 4.1 Desplomes

Fig 6.89 Esquema desplome. DBSE

También especifica que al considerarse la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor de 1/250. Como ha ocurrido con la comprobación anterior, la combinación casi permanente para la apariencia queda englobada en la de integridad para nuestro caso de estudio. De manera que será suficiente con la primera combinación.

Para la comprobación de desplome horizontal en el programa de cálculo vamos a utilizar la combinación más desfavorable en la que el viento es la variable principal.

En general es suficiente que las condiciones anteriormente citadas se cumplan en dos direcciones ortogonales de la planta.

$ELSVx+ = 1 \cdot \text{PERMANENTES (CMP+DEAD)} + 1 \cdot \text{VIENTO (SCVx)}$  para el viento perpendicular al plano del pórtico.

$ELSVy+ = 1 \cdot \text{PERMANENTES (CMP+DEAD)} + 1 \cdot \text{VIENTO (SCVy)}$  para el viento paralelo al plano del pórtico.

### Desplome Lateral ELsvx+

Las cargas de viento horizontales en la dirección "x" se han colocado sobre el cordón inferior de la cercha de forjado del segundo marco estructural de cada extremo. Se ha realizado de esta manera porque toda la carga de viento que incide sobre los grandes paneles de vidrio la absorbe dicho cordón. Por tanto la sección de cordón del segundo pórtico tendrá, al margen del resto de cargas permanentes, la carga gravitatoria del cerramiento de vidrio y la carga horizontal en dirección x del viento.

Los tres bloques que se crean tras la realización de las juntas de dilatación no son del mismo tamaño. Se ha decidido aplicar la carga de viento de presión sobre el bloque de menor tamaño para que se muestre el comportamiento en el caso más desfavorable.

Se va a representar en primer lugar el desplome lateral mediante un diagrama en el que la escala cromática varía en función de los desplazamientos horizontales en eje "x". Las zonas que no se desplazan en la misma dirección que el viento es porque las cargas permanentes aplicadas y el peso propio predominan frente a las cargas de viento.

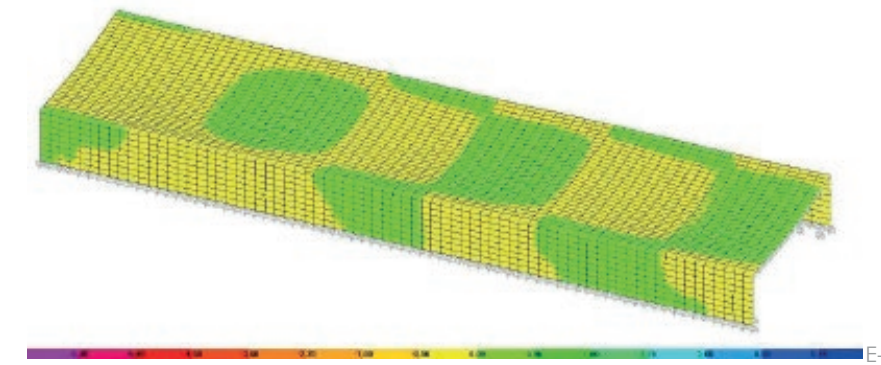


Fig 6.90 Deformada ELsvx+ movimientos de presión Ux (dirección x+)

Aislamos el bloque 1, que es al que se le ha aplicado la carga de presión para apreciar mejor su deformada.

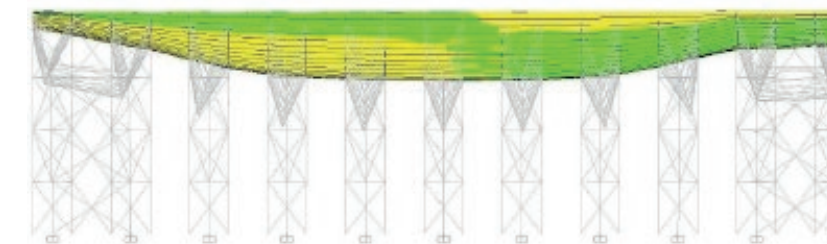


Fig 6.91 Deformada ELsvx+. Movimientos de presión Ux (dirección x+) Alzado yz

Joint Object	55	Joint Element	55	
	1	2	3	
Trans	-2,278E-04	0,00142	1,815E-04	
Rotn	-9,667E-04	-1,109E-05	-3,543E-05	

Fig 6.92 Desplazamiento nudo 17. BLOQUE 1

Desplome total:  
 $d_{lateral} = h/500 = 10,2m/500 = 0,0204m > 0,000228m$   
 CUMPLE

### Desplome Lateral ELsvy+

Las cargas de viento horizontales en la dirección "y" se han colocado de manera superficial sobre los paneles sándwich de revestimiento.

Se va a representar en primer lugar el desplome lateral mediante un diagrama en el que la escala cromática varía en función de los desplazamientos horizontales en eje "y".

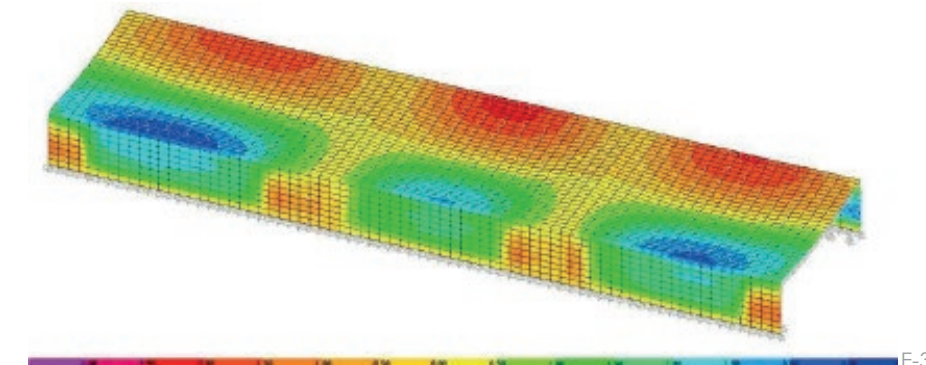


Fig 6.93 Deformada ELsvy+ movimientos de presión Uy (dirección y+)

La figura 6.92 muestra como la zona de los pórticos estructurales arriostrados (a ambos lados de la junta de dilatación) no tienen a penas desplazamiento en la dirección del viento debido a su mayor rigidez.

En cambio, los pórticos que no están arriostrados tienen un desplazamiento mayor. El movimiento horizontal del eje "y" aumenta a medida que se alejan de los arriostramientos.

Se aprecia que el bloque interior sufre desplazamientos menores. Las zonas rojas (que corresponden a movimientos negativos en el eje "y") se producen debido a la influencia de las fuerzas verticales gravitatorias. Pese a que la componente vertical del viento en esta dirección es de succión, las cargas gravitatorias permanentes y variables (uso y nieve) son mayores.



Si se orbita el modelo, se puede observar el alzado en el que la carga de viento es de succión. Los colores de la deformada son inversos a los de la perspectiva anterior.

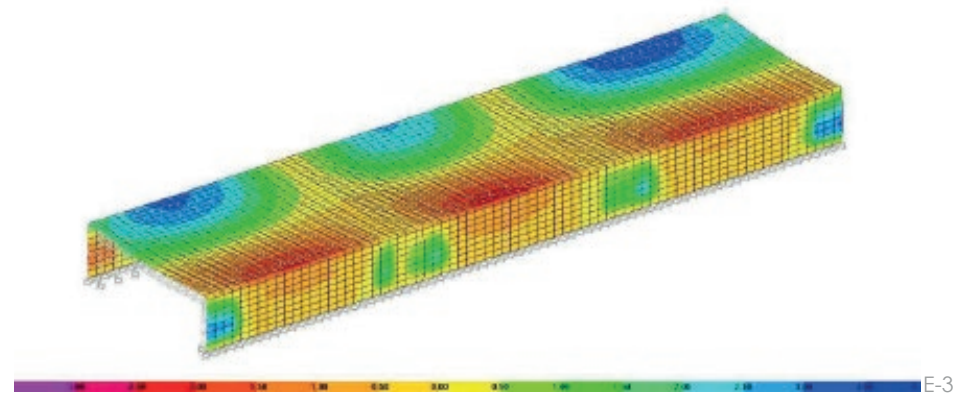


Fig 6.94 Deformada ELSvy+ movimientos de succión Uy (dirección y-)

Se obtiene la deformada para la dirección de presión en alzado xz del modelo completo para apreciar la diferencia de movimiento horizontal "y" entre pórtico tipo y pórtico arriostrado anteriormente explicada. Para un mejor análisis se analizarán ambos pórticos.

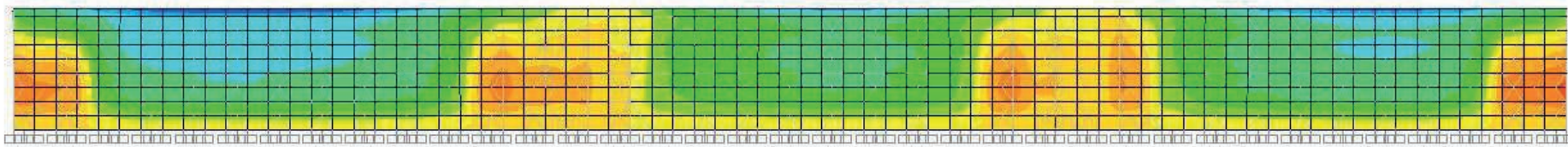


Fig 6.95 Deformada ELSvy+. Movimientos de presión Uy (dirección y+)Alzado xz

**Pórtico tipo más desfavorable**



Fig 6.96 Deformada ELSvy+. Pórtico más desfavorable

Joint Object	767	Joint Element	767	
	1	2	3	
Trans	-1,324E-04	0,00337	-1,399E-04	
Rotn	-0,00148	9,045E-06	-1,022E-05	

Fig 6.97 Desplazamiento nudo 18

Desplome total:  
 $d_{lateral} = h/500 = 10,2m/500 = 0,0204m > 0,00337m$   
**CUMPLE**

Cumple sobradamente la restricción de la normativa de H/500. El diseño triangulado y las vigas contraviento longitudinales hacen que el conjunto de la estructura sea muy rígido y se comporte muy bien ante las cargas horizontales.

Se podría haber calculado también la deformada aplicando las cargas de viento sobre los perfiles exteriores verticales de los pilares. Ambas modelizaciones son iguales y la respuesta prácticamente sería la misma.

**Pórtico arriostrado**

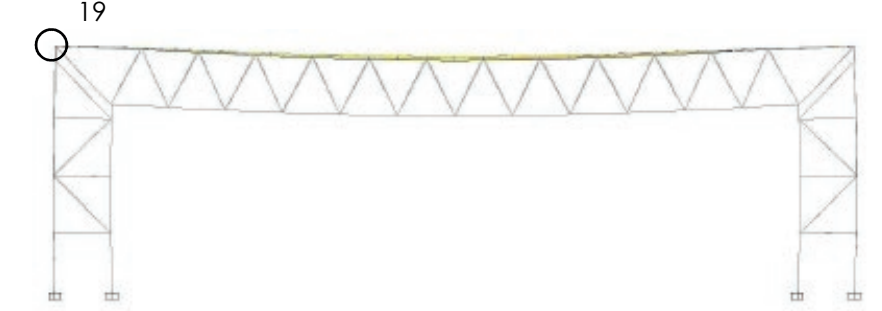


Fig 6.98 Deformada ELSvy+. Pórtico más desfavorable

Joint Object	1107	Joint Element	1107	
	1	2	3	
Trans	-2,701E-04	4,309E-04	2,806E-05	
Rotn	-2,306E-04	-8,742E-05	-1,070E-04	

Fig 6.99 Desplazamiento nudo 19

Desplome total:  
 $d_{lateral} = h/500 = 10,2m/500 = 0,0204m > 0,000431m$   
**CUMPLE**

# 7 ANÁLISIS EN DETALLE

Dimensionado de un nudo



## Análisis en detalle

### Dimensionado de un nudo

#### UNIONES DE ACERO EN EL CONTEXTO DE 1960

Anthony Hunt y su empresa AHA fueron pioneros en la realización de obras con acero expuesto. Hunt se interesó por las cualidades visuales de las estructuras de acero debido a su colaboración con Samuely al inicio de su carrera. La revolución en este aspecto de diseño se debe en gran parte a la adopción de elementos esbeltos con un buen rendimiento tanto técnico como visual.

Cuando Anthony comenzó su carrera en 1960, los métodos comunes de conexión eran el remachado o el atornillado. La capacidad de carga de remaches individuales o pernos era relativamente baja y desencadenó el uso de otros mecanismos de unión como extensas placas de refuerzo o listones angulares.

Antes de la década de 1960 las estructuras de acero no eran visibles en las obras de arquitectura ya que se ocultaban bajo material ignífugo, simplemente se utilizaban vistas en edificios industriales. Por este motivo no se trabajaba en los acabados de las juntas estructurales. Hunt fue el responsable de incluir el concepto de elegancia en las estructuras de acero expuesto de la arquitectura inglesa. En gran medida fue posible gracias a las empresas metalúrgicas que desarrollaron aceros laminados y fundidos que podían ser soldados.

Las uniones soldadas, a diferencia de las atornilladas, no producen concentraciones de estrés. La conexión que se crea es más eficaz que la realizada con mecanismos mecánicos como remaches o tornillos.

#### Uniones en el Sainsbury centre for visual Arts

Se ha creído conveniente profundizar en el estudio de las conexiones de acero estructural que se realizaron en el Sainsbury Centre por su importancia visual y técnica.



Fig 7.1 Foto estructura real unión 1

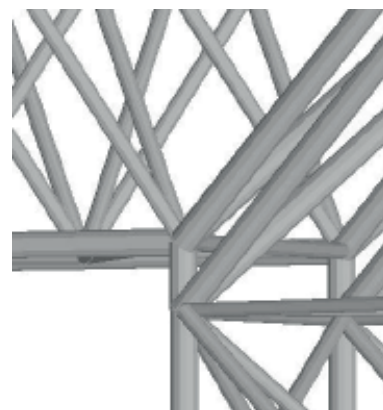


Fig 7.2 Modelo informático unión 1



Fig 7.3 Foto estructura real unión 2

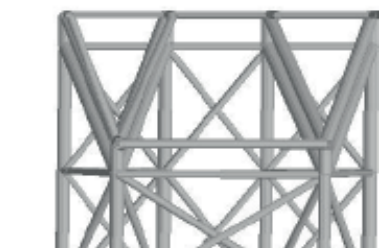


Fig 7.4 Modelo informático unión 2

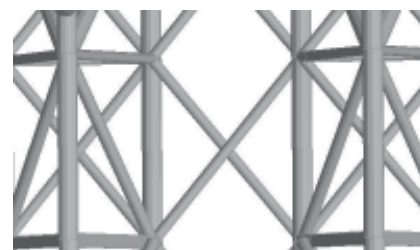


Fig 7.4 Modelo informático unión 2

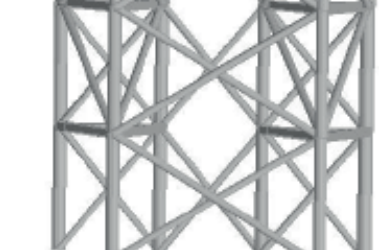


Figura 7.4 Modelo informático unión 2  
Elaboración propia



Fig 7.6 Foto estructura real unión 4

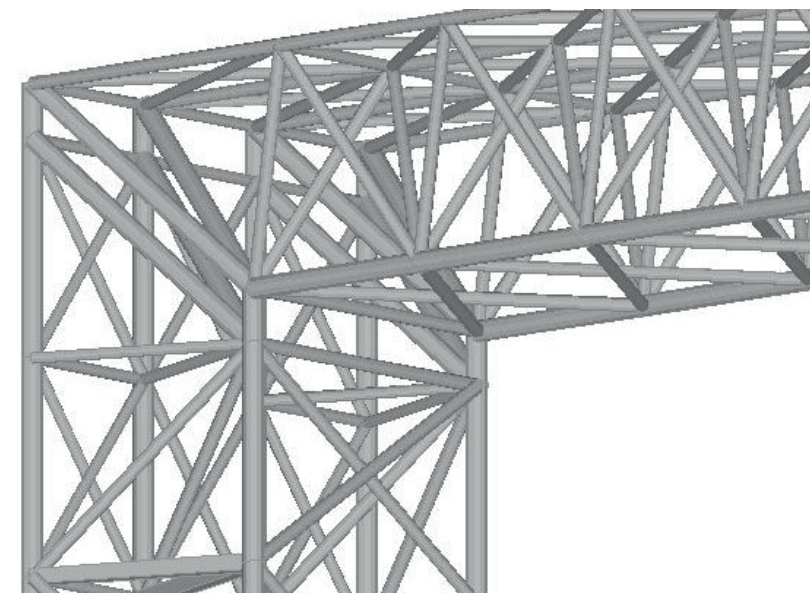


Fig 7.7 Modelo informático unión 4

Las anteriores figuras muestran el carácter rotundo y el impacto que produce la estructura en la totalidad de la obra. Dotar de imagen industrial a un edificio que albergaría obras de arte fue una de las claves conceptuales iniciales que fueron posibles gracias a los conocimientos y las aptitudes del equipo de diseño.

Se han querido realizar una serie de imágenes comparativas entre uniones concretas reales y sus homólogas en el modelo informático. En ellas se pueden apreciar las adaptaciones realizadas. En la figura 7.1 se aprecia la diferencia de posición del elemento de unión entre estructura vertical y horizontal. También se observa que la proporción entre las secciones que forman una unión son similares a las reales,

El Sainsbury Centre es uno de los numerosos ejemplos que demuestran las excelentes propiedades de los perfiles tubulares de sección circular como elementos estructurales resistentes a compresión, tracción, flexión y torsión. Se ha demostrado que es la sección idónea para soportar fuerza de viento. Además, presentan una mayor protección frente a la corrosión debido a una menor superficie (comparada con la de perfiles abiertos) y a la ausencia de esquinas pronunciadas.



**Análisis estructural de un nudo**

La resistencia de la unión depende de las propiedades geométricas de los elementos. Existen limitaciones en los parámetros geométricos y las fórmulas están sujetas a un "rango de validez" específico que en apartados siguientes se verificará.

Se va a realizar el estudio de un nudo siguiendo las indicaciones de la segunda edición de la *Guía de Diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas*. En esta guía se incorporan cambios respecto a la primera edición y el Eurocódigo 3. Pese a ello, estos dos últimos también han servido de consulta. Las fórmulas de resistencia de cálculo para nudos planos en T, X y K se basaron originalmente en las fórmulas de Kurobane (1981) y, tras simplificación y evaluación de las reglas de cálculo (Wardenier, 1982), fueron incorporadas en las recomendaciones del I1W (1989).

La primera edición de la guía de diseño y el Eurocódigo 3 tienen un criterio de plastificación del cordón para nudos en K único para todos los nudos, tanto con espaciamento como con recubrimiento, pese a que su comportamiento sea diferente. En las nuevas fórmulas de la segunda edición de esta Guía de Diseño las expresiones para cada tipo de nudo se definen con criterios independientes. Es importante recalcar esta diferencia ya que el nudo que se va a analizar, tal y como se puede observar en la figura 7.8, es un nudo en K.

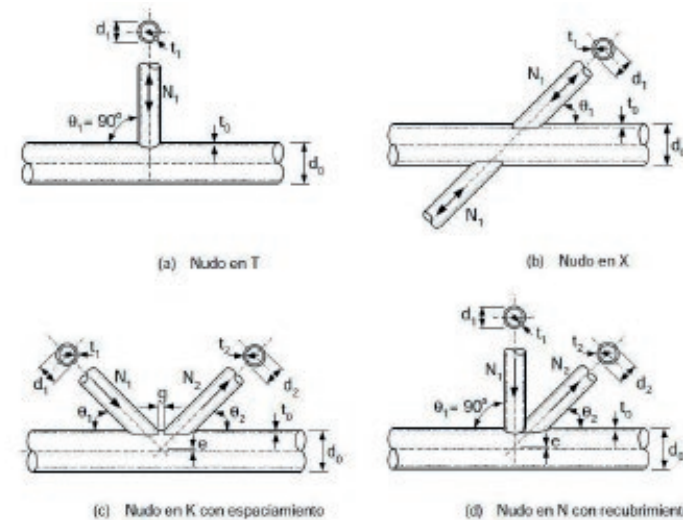


Fig 7.8 Clasificación de los nudos en función de la geometría

Otra diferencia importante que incluye la nueva Guía de Diseño es que la función de tensión del cordón se relaciona con la tensión máxima del cordón.

Sin embargo, ambas formulaciones coinciden en que la resistencia de los nudos suele estar condicionada por dos criterios que deben comprobarse: plastificación del cordón y punzonamiento del cordón.



Fig 7.9 Plastificación del cordón



Fig 7.10 Puzonamiento del cordón

Una vez explicados los cambios de la nueva guía de diseño que influirán en el estudio de nuestro modelo, se pasará a realizar una explicación más concreta del nudo que se va a analizar.

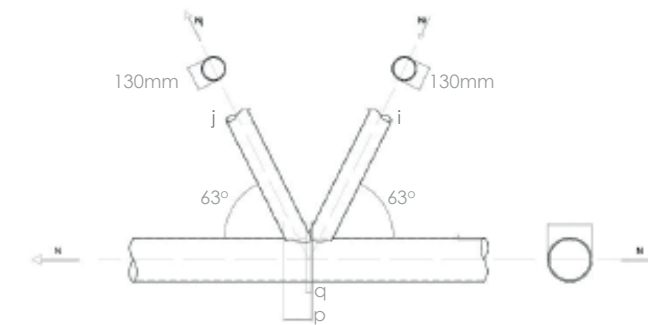


Fig 7.11 Dibujo acotado del nudo objeto de estudio

La figura 7.11 representa el dibujo a escala de un nudo de la cercha en celosía espacial. Los espesores y diámetros son los indicados y la excentricidad es igual a 0, las dos diagonales confluyen en un mismo punto del eje del cordón principal. Es una unión en K con recubrimiento. Se debe comprobar que el recubrimiento en el plano de la unión sea suficientemente grande (al menos del 25%) para garantizar una adecuada transferencia del esfuerzo cortante de una riostra a la otra. Se determina qué barra debe ser la solapada en función del diámetro y del espesor. En este caso ambas diagonales tienen el mismo diámetro y espesor por lo que el "elemento pasante" es el que presenta una mayor sollicitación. El elemento de menor valor debe ser el que solape al otro.

Makino et al. (1984) y Paul (1992) han realizado ensayos sobre las uniones en K en celosías espaciales triangulares. La primera edición de la Guía de Diseño proponía simplemente aplicar una constante de 0,9 a la resistencia de los nudos planos. Los nuevos análisis muestran que la reducción se debe al mayor esfuerzo del cordón, independientemente de su posición y sentido y proponen un coeficiente de reducción igual a 1.

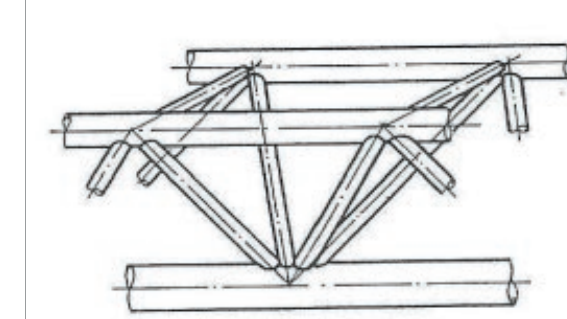


Fig 7.12 Nudo espacial en KK

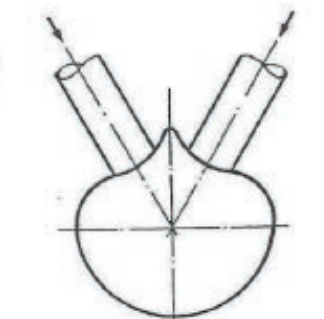


Fig 7.13 Nudo KK. Aspecto de deformación en situación de fallo

Por tanto, para el diseño del nudo espacial se utilizará el rango de validez y las fórmulas de las uniones planas con el coeficiente  $\mu$  de corrección que aparece en la figura 7.14. Como no es un nudo con espaciamento no es necesario comprobar la rotura a cortante.

**Nudo en KK con espaciamento**  $\mu = 1.0$

Nota: en un nudo con espaciamento, la sección transversal en la separación debe comprobarse para rotura a cortante:

$$\left(\frac{N_{gap,0}}{N_{pl,0}}\right)^2 + \left(\frac{V_{gap,0}}{V_{pl,0}}\right)^2 \leq 1,0 \quad \text{ec. 6.2}$$

con:

$N_{gap,0}$  = esfuerzo axil en el esp.  $N_{pl,0} = A_0 f_{y0}$

$V_{gap,0}$  = esfuerzo cortante en el esp.  $V_{pl,0} = 0,58 f_{y0} \frac{2A_0}{\pi}$

Fig 7.14 Coeficiente de corrección para nudo KK espacial con espaciamento



**Limitaciones en la clase de sección del perfil**

En primer lugar determinaremos la clase de sección de los elementos tubulares utilizados en el nudo. La clase de sección del perfil proporciona el límite a partir del cual, la resistencia y la capacidad de rotación de una sección transversal se ven limitadas por inestabilidades locales o abolladuras

$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ y $f_y$ en N/mm <sup>2</sup>					
Límites	CHS en compresión: $d/t_i$	RHS en compresión (acabado en caliente y conformado en frío): $(b_1 - 2r_o)/t_i$ (*)	Perfiles con sección en I en compresión		
			Ala: $(b_1 - t_w - 2r)/t_i$	Alma: $(h - 2t_f - 2r)/t_w$	
Clase 1	$50\epsilon^2$	33 $\epsilon$	18 $\epsilon$	33 $\epsilon$	
Clase 2	$70\epsilon^2$	38 $\epsilon$	20 $\epsilon$	38 $\epsilon$	
Factor de reducción $\epsilon$ para diferentes clases de acero					
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

(\*) Para todos los perfiles RHS, tanto conformados en frío como acabados en caliente, considerar que  $(b_1 - 2r_o)/t_i = (b_1/t_i) - 3$  (AISC (2005) y Sedlacek et al. (2006)) resulta conservador.

Fig 7.15 Límites para las clases de sección conforme al Eurocódigo 3 (CEN, 2005a)

Cordones diagonales → Cumplen clase 1

$$\frac{d_i}{t_i} = 50\epsilon^2$$

$$\frac{0,13}{0,005} = 26 < 42,32$$

Cordón principal inferior → Cumple clase 1

$$\frac{d_i}{t_i} = 50\epsilon^2$$

$$\frac{0,24}{0,008} = 30 < 42,32$$

En el diagrama de la figura 7.16 aparecen las secciones transversales a examinar con respecto a los siguientes criterios siempre que el recubrimiento se encuentre entre  $25\% \leq Ov \leq 100\%$ :

- Criterio de plastificación local de la riostra solapante
- Plastificación local del cordón en el nudo, basada en la interacción entre la carga axial y el momento de flexión

Para nudos en K y N con recubrimiento, el subíndice "i" se usa para designar a la barra de relleno solapante, mientras que el subíndice "j" se emplea para la barra de relleno solapada.

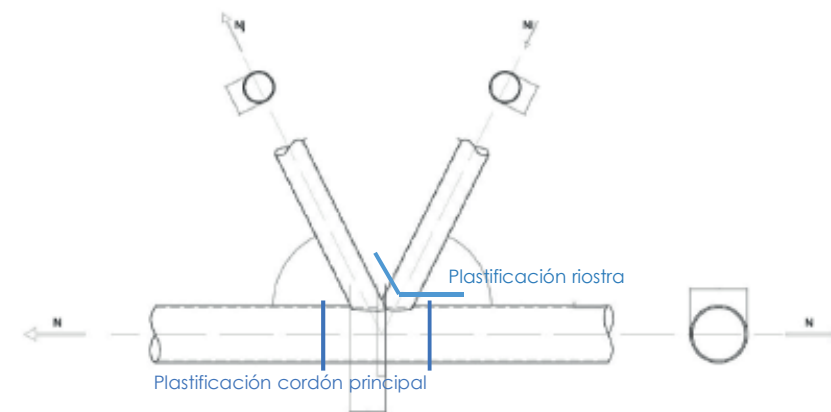


Fig 7.16 Localización de las secciones a comprobar

En la figura 7.17 se adjuntan las tablas de fórmulas para nudos en K con recubrimiento

$Ov = \text{recubrimiento} = \frac{q}{p} \times 100\%$ 	<b>Plastificación local de la riostra solapante</b>		
	$25\% \leq Ov < 100\%$ $N_i = f_{yi} t_i \frac{\pi}{4} [2d_i + d_{ei} + d_{e,ov} - 4t_i]$ <span style="float:right">ec. 4.8</span>	$Ov = 100\%$ $N_i = f_{yi} t_i \frac{\pi}{4} [2d_i + 2d_{e,ov} - 4t_i]$ <span style="float:right">ec. 4.9</span>	
	<b>Plastificación local del cordón</b>		
	$\left(\frac{N_o}{N_{pl,o}}\right)^{1.7} + \frac{M_o}{M_{pl,o}} \leq 1,0$ (*) <span style="float:right">ec. 4.10</span>		
<b>Cortante de la riostra (a comprobar sólo para <math>Ov &gt; Ov_{limi}</math>)</b>			
$Ov_{limi} < Ov < 100\%$ (**)			
	$N_i \cos \theta_i + N_j \cos \theta_j \leq \frac{\pi}{4} \left[ 0,58f_{ui} \frac{\left(\frac{100-Ov}{100}\right) 2d_i + d_{ei}}{\text{sen } \theta_i} t_i + 0,58f_{uj} \frac{(2d_j + c_s d_{ej})}{\text{sen } \theta_j} t_j \right]$ <span style="float:right">ec. 4.11</span>		
	$Ov = 100\%$		
	$N_i \cos \theta_i + N_j \cos \theta_j \leq 0,58f_{uj} \frac{\pi}{4} \frac{(3d_j + d_{ej})}{\text{sen } \theta_j} t_j$ <span style="float:right">ec. 4.12</span>		
<b>Parámetros de anchura eficaz</b>			
	$d_{ei} = \frac{12}{d_o/t_o} \frac{f_{y0} t_o}{f_{yi} t_i} d_i$ pero $\leq d_i$ $d_{ej} = \frac{12}{d_o/t_o} \frac{f_{y0} t_o}{f_{yj} t_j} d_j$ pero $\leq d_j$ $d_{e,ov} = \frac{12}{d_j/t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} d_i$ pero $\leq d_i$		
<b>Nota general</b>	La eficiencia de la unión (capacidad resistente del nudo dividida por la carga de fluencia de la riostra) de la barra de relleno solapada j no debe superar a la correspondiente a la barra de relleno solapante i.		
<b>Rango de validez</b>			
<b>General</b>	$\frac{d_i}{d_o} \text{ y } \frac{d_j}{d_o} \geq 0,2$	$\frac{d_i}{d_j} \geq 0,75$	$t_i \text{ y } t_j \leq t_o$ $t_i \leq t_j$
	$\theta_i \text{ y } \theta_j \geq 30^\circ$	$Ov \geq 25\%$	$f_{yi} \text{ y } f_{yj} \leq f_{y0}$ $f_y \leq 0,8f_u$ $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ (***)
<b>Cordón</b>	<b>Compresión</b>	clase 1 ó 2 (****) y $2\gamma \leq 50$	
	<b>Tracción</b>	$2\gamma \leq 50$	
<b>Riostras</b>	<b>Compresión</b>	clase 1 ó 2 (****) y $d_1/t_1 \leq 50$	
	<b>Tracción</b>	$d_2/t_2 \leq 50$	

Fig 7.17 Fórmulas para nudos espaciales KK con recubrimiento

(\*) Donde  $N_o$  y  $M_o$  deben seleccionarse para una misma sección transversal (a izquierda o derecha de la unión) de tal forma que se obtenga el mayor valor en la suma.  
 (\*\*\*) Si el borde oculto de la riostra solapada no está soldado:  
 Ovlím=60% con  $C_s = 1$   
 Si el borde oculto de la riostra solapada está soldado  
 Ovlím=80% con  $C_s = 2$   
 (\*\*\*) Para  $f_{y0} > 355 \text{ N/mm}^2$ , ver el apartado 1.2.1  
 (\*\*\*\*) Los límites para  $d_o/t_o$  y  $d_1/t_1$  se dan en la tabla 4.2

Recubrimiento

$$O_v = \frac{q}{p} \times 100\% = \frac{0,04}{0,15} = 26,67\%$$

Cumple muy justo el límite inferior de 25%

Parámetros de anchura eficaz

$$t_i = 0,005\text{m}$$

$$d_i = 0,13\text{m}$$

$$d_{ei} = \frac{12}{d_o} \cdot \frac{f_{yo} \cdot t_o}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot d_i \leq d_i$$

$$d_{ei} = \frac{12}{0,24} \cdot \frac{275 \cdot 0,008}{275 \cdot 0,005} \cdot 0,13 \leq 0,13$$

$$d_{ei} = 0,0832\text{m}$$

$$d_{e,ov} = \frac{12}{d_j} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot d_i \leq d_i$$

$$d_{e,ov} = \frac{12}{0,13} \cdot \frac{275 \cdot 0,005}{275 \cdot 0,005} \cdot 0,13 \leq 0,13$$

$$d_{e,ov} = 0,06\text{m}$$

$d_j \rightarrow$  No es necesario calcularlo porque se utiliza para comprobar el cortante de la riostra. Esta comprobación sólo se realiza cuando  $O_v > O_{vlim}$  y no es el caso del nudo que se está utilizando.

Rango de validez**General:**

$$\frac{d_i}{d_o} \geq 0,2 ; \frac{d_j}{d_o} \geq 0,2 \rightarrow \frac{0,13}{0,24} = 0,5416 > 0,2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\frac{d_i}{d_j} \geq 0,75 \rightarrow \frac{0,13}{0,13} = 1 > 0,75 \quad \text{CUMPLE}$$

$$t_i \text{ y } t_j \geq t_o \quad \text{CUMPLE}$$

$$t_i \leq t_j \rightarrow t_i = t_j \quad \text{CUMPLE}$$

**Cordón:**

$$\text{COMPRESIÓN: Clase 1 } 2y \leq 50 \rightarrow \frac{d_o}{t_o} \leq 50 \rightarrow 30 \geq 50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\text{TRACCIÓN: } 2y \leq 50 \rightarrow \frac{d_o}{t_o} \leq 50 \rightarrow 30 \geq 50 \quad \text{CUMPLE}$$

**Riostras:**

$$\text{COMPRESIÓN: } \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \rightarrow \frac{0,13}{0,008} \leq 50 \rightarrow 16,25 \geq 50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\text{TRACCIÓN: } \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \rightarrow \frac{0,13}{0,008} \leq 50 \rightarrow 16,25 \geq 50 \quad \text{CUMPLE}$$

Plastificación local de la riostra solapante

$$N_i^* = f_{yi} \cdot t_i \cdot \frac{\pi}{4} [2d_i + d_{ei} + d_{e,ov} - 4t_i]$$

$$N_i^* = 275 \cdot 0,005 \cdot \frac{\pi}{4} [2 \cdot 0,13 + 0,0832 + 0,06 - 4 \cdot 0,005]$$

$$N_i^* = 0,4138$$

Plastificación local del cordón

$$\left( \frac{N_o}{N_{pl,o}} \right)^{1,7} + \frac{M_o}{M_{pl,o}} \leq 1$$

$N_o =$  Tomamos el axil más desfavorable de las cerchas en celosía. 715,22 KN

$$N_{pl,o} = A \cdot f_{yd} = 1601 \text{ KN}$$

$$\left( \frac{715,22}{1601} \right)^{1,7} = 0,2541$$

**Eficiencia del nudo**

$$\text{eff} = 0,50 + 0,25 \frac{d_{ei}}{d_i} + 0,25 \frac{d_{e,ov}}{d_i} \rightarrow \text{eff} = 0,50 + 0,25 \frac{0,0832}{0,13} + 0,25 \frac{0,06}{0,13}$$

$$\text{eff} = 0,775$$

El nudo estudiado cumple la mayoría de consideraciones generales de las uniones como puede ser el ángulo que forman las diagonales con el cordón principal que al ser mayor de 30° evita las dificultades de soldadura. Por otra parte las riostras tienen una sección de diámetro menor que los cordones principales para simplificar la soldadura en la conexión. Sin embargo, tal y como se observa en la figura 7.18 y de la misma manera en las fotografías del edificio, los nudos no tienen espaciamiento, lo cual dificulta las acciones de preparar, acoplar y soldar.

La conexión se ejecutará mediante una soldadura a tope, en ángulo o una combinación de ambas. Las soldaduras deben ser capaces de alcanzar una resistencia igual o mayor a la de la propia barra soldada

Según el Eurocódigo 3 (CEN, 2005b), el espesor mínimo de garganta "a" para soldaduras en ángulo alrededor de las barras de relleno correspondiente al acero utilizado es:

$$a \geq 0,96 t, \text{ para S275 (} f_{yi} = 275 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

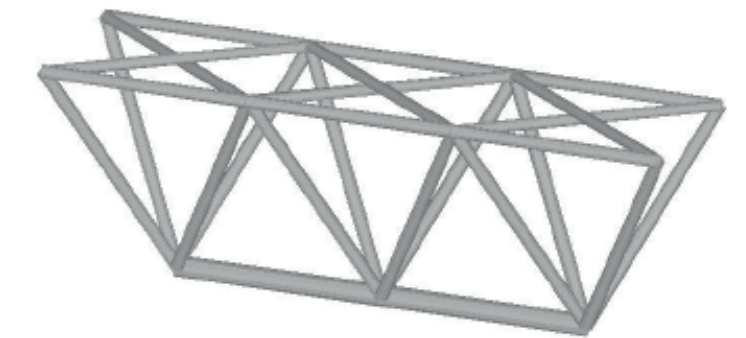


Fig 7.18 Modelo del nudo objeto de estudio



## 8 CONCLUSIONES

---

## Conclusiones

En el presente trabajo se ha realizado un análisis detallado del comportamiento estructural del edificio Sainsbury Centre for Visual Arts. Se trata del edificio que marca un punto de inflexión en la carrera de Norman Foster como arquitecto, gracias al reconocimiento internacional.

En primer lugar se realiza un recorrido por el contexto histórico en el que se desarrolla la obra, haciendo hincapié en el concepto de High Tech y la evolución de la tecnología de sistemas estructurales de acero visto. Tras situar la obra en la historia de la arquitectura, se realiza un recorrido biográfico de las principales figuras que intervinieron en el proyecto. En primer lugar, Sir Robert y Lisa Sainsbury, considerados como los clientes más exigentes que ha tenido Foster a lo largo de su carrera, estuvieron involucrados en cada una de las decisiones que se tomaban en el proceso de diseño. En segundo lugar, Norman Foster y su empresa Foster Associates, como artífices principales de la galería. En último lugar, se hace referencia a Anthony Hunt, ingeniero estructural, no sólo de este edificio, sino de otros muchos proyectos icónicos de la época. Se ha querido remarcar su figura, a modo de reconocimiento, ya que debido a su interés por los aspectos visuales del diseño, logró revolucionar las relaciones colaborativas entre arquitectos e ingenieros. El resultado del Sainsbury Centre nace del equilibrio entre la eficiencia técnica de los materiales y la estética requerida.

Tras las descripciones personales se ha revisado la literatura específica del Sainsbury Centre for Visual Arts, extrayendo de ella los principales aspectos compositivos, geométricos, formales, funcionales y sobre todo estructurales y constructivos. Toda la información obtenida se recopila con el objetivo de conocer los datos necesarios para elaborar el modelo de cálculo.

Se trata de un edificio de grandes luces, creado para albergar una colección de arte. Tiene una única planta sobre rasante a modo de hangar y un sótano que resuelve las relaciones y el problema de almacenamiento. Envolvente y estructura metálica son los elementos básicos en la configuración del edificio y desde el inicio se diseña simultáneamente. La clave conceptual del éxito del edificio es la solución estructural de pórtico con doble piel, que permite contener en su interior todos los servicios y solucionar las relaciones servido-servidor. Anthony Hunt recurrió a un sistema reticular de acero tubular con idéntica solución para posición vertical y horizontal. Existen puntos en los que se pervierte el pórtico tipo para lograr mejores comportamientos estructurales como son los arriostamientos complementarios, que dotan de estabilidad a toda la estructura. Aparecen en los extremos del edificio y a ambos lados de cada junta de dilatación, de manera que se crean tres bloques independientes estructuralmente. Se añaden también vigas contraviento en la dirección longitudinal para mejorar la estabilidad horizontal respecto a las cargas de viento.

Se precisa una estructura muy rígida para satisfacer las exigencias del revestimiento, a pesar de que las cargas que lo solicitan son pequeñas. Una subestructura no proporcionaría suficiente rigidez, por lo que se crea una sucesión de marcos estructurales muy próximos conectados mediante los paneles de cerramiento. No es la estructura más eficiente ya que como resultado se obtiene un sistema mucho más pesado del necesario.

Una vez completado el análisis y la recopilación de información, se desarrolla el modelo de la estructura. No se ha encontrado información sobre las secciones concretas empleadas para la ejecución de la galería, de manera que, se ha realizado un predimensionado manual.

Los diámetros y espesores insertados en el programa informático no corresponden a la serie de perfiles estructurales huecos (HSS) utilizados realmente en el Sainsbury Centre porque no se encontraban en la base de datos del programa. Además se han realizado una serie de adaptaciones y simplificaciones explicadas en el desarrollo del trabajo.

En cuanto a las acciones consideradas, es importante remarcar que para que el modelo fuera más fiel a la realidad, la mayoría de las cargas se han aplicado como fuerzas puntuales en los nudos. Cabe destacar también, que debido a la poca influencia sísmica en la zona y a la envergadura del trabajo, no se ha realizado el estudio sísmico del edificio. Las acciones térmicas tampoco se tienen en cuenta porque se han modelado las juntas de dilatación.

Cada una de las secciones tubulares que forman las cerchas y los pilares en celosía se han modelado como barras, mientras que los paneles sándwich de la envolvente continua se han modelado como elementos finitos. Se ha reducido el campo de estudio únicamente a la estructura metálica y la envolvente del edificio.

El análisis estructural se ha realizado mediante SAP2000, programa líder a nivel internacional en este campo. Los resultados obtenidos se han revisado de manera exhaustiva para una mejor comprensión del comportamiento estructural de todos y cada uno de los elementos.

Para la redacción de todas las combinaciones necesarias se ha consultado el Documento Básico de Seguridad Estructural. Las verificaciones se dividen en dos grandes bloques.

En primer lugar se ha comprobado a resistencia. Ha sido necesario aumentar el perfil de algunas de las secciones que no cumplían por su excesiva componente de axil.

La elección del cordón comprimido se basa en un compromiso entre la resistencia a pandeo y la resistencia de la unión. A medida que disminuye la relación diámetro-espesor la resistencia de la unión aumenta. Por el contrario, desde el punto de vista del pandeo, una sección con diámetro elevado y espesor pequeño es más eficiente frente a esfuerzos de compresión. Para que las secciones que daban error cumplieran se han tenido que aumentar también las secciones contiguas, de manera que se mejora la transmisión de esfuerzos.

Se observa el diferente comportamiento estructural de los pórticos arriostrados, en los que las cerchas están solicitadas por esfuerzos menores. Los esfuerzos van disminuyendo a medida que se acercan a los extremos rigidizados de cada bloque. En cambio, en los pilares sucede lo contrario, al tener una unión adicional, la cantidad de esfuerzos que se transmiten a los pilares es mayor.

Uno de los puntos que ha requerido más dedicación ha sido la unión característica entre la estructura vertical y horizontal. Se han modelado como barras articuladas-empotradas, de manera que permiten el giro y transmiten esfuerzos verticales sin obtener diferentes desplazamientos.

En segundo lugar se realiza la comprobación a deformación a partir de las verificaciones que impone la norma. El comportamiento de la estructura ante las deformaciones verticales se muestra mediante los diagramas de flecha de las distintas combinaciones. En todas ellas se puede observar como los desplazamientos del modelo frente a cargas gravitatorias y de viento han sido menores a los permitidos. La estructura cumple sobradamente a deformación debido a varios factores: las cargas que actúan sobre la envolvente son pequeñas ya que la cubierta sólo es accesible para mantenimiento y el cerramiento es muy ligero; las abundantes



triangulaciones de los marcos estructurales y los sistemas de rigidización adicionales aportan a la estructura gran estabilidad; por último la luz entre marcos estructurales es mínima.

El desplome lateral se ha calculado con la combinación ELS con variable principal viento, en las dos direcciones ortogonales. Ambas han cumplido la limitación L/500 que marca la norma. Mediante los diagramas se ha podido comprobar la función que realizan las vigas contraviento, evitando un desplazamiento horizontal excesivo. Mediante los mapas cromáticos de isovalores se aprecian perfectamente los arriostramientos adicionales a ambos lados de las juntas de dilatación y la función que realizan.

Las pequeñas diferencias de movimientos que se producen en los paneles, las absorben las juntas de neopreno. De esta manera se evita la rotura de los paneles.

Los paneles situados en las juntas de dilatación se han modelado empotrados-apoyados y se han independizado los movimientos en "x" respecto del panel contiguo en una de las direcciones, para que cada uno de los tres bloques deforme de manera independiente. Pese a que resulte inapreciable, estos paneles tendrán una deformación mayor que el resto.

Por último y debido a la importancia de las uniones en esta obra, se estudia en detalle uno de los nudos tipo. Para ello se ha consultado la *Guía de Diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas*. El nudo estudiado cumple los rangos de validez y las limitaciones geométricas requeridas. Se considera por tanto, que es nudo correctamente dimensionado. Pese a que cumple las condiciones geométricas establecidas, la bibliografía consultada aconseja realizar nudos con espaciamiento para

conseguir la máxima eficacia en las acciones de preparar, acoplar y soldar.

El comportamiento global de la estructura como edificio de grandes luces ha resultado satisfactorio y no presenta ninguna anomalía, en gran parte, debido a que la relación entre canto y luz principal está dentro de los parámetros de idoneidad. También se ha verificado la correcta relación entre los diámetros de los perfiles tubulares y los perfiles de relleno. Como valoración final del trabajo, se puede decir que el edificio en su conjunto muestra un comportamiento óptimo frente a los esfuerzos analizados. El Sainsbury Centre for Visual Arts representa el conocimiento estructural y las aptitudes del equipo de diseño.

## Bibliografía

### Libros y material docente

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

TREIBER, T. (1992) *Norman Foster*. Madrid: Akal Arquitectura

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

HUNT, T. (2003) *Tony Hunt's Structures Notebook Second edition*. Oxford: Architectural Press.

FOSTER, N., HUNT, T. *Tony Hunt's Second Sketchbook*. Architectural Press

WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag

RONDAL, J., DUTTA, Y. et al. *GEstabilidad estructural de perfiles tubulares*. Verlag TÜV Rheinland

MACDONALD, A.J. (1994) *Structure and architecture*. Oxford: Architectural Press.

FOSTER, N., (2002) *Works 1*. Munich: Prestel Verlag.

MEYER, T., *Architecturally Exposed Structural Steel: Specifications, Connections, Details*.

MACDONALD, A.J. (2000) *The Engineer's Contribution to Contemporary Architecture*. USA: RIBA Publications, Thomas Telford

CHARLESON, A. (2005) *La ESTRUCTURA como arquitectura. Formas, detalles y simbolismo*. Kidlington: Editorial Reverté

AV Monographs 163-164 (2013), NORMAN FOSTER In the 21st Century

MONFPRT, J., PARDO, Y. et al. (2008) *Problemas de estructuras metálicas adaptados al código técnico*. Valencia: Editorial Universidad Politécnica de Valencia

MONFPRT, J., (2006) *Estructuras metálicas para edificación*. Valencia: Editorial Universidad Politécnica de Valencia

FOSTER, N., (2010) *Norman Foster: drawings 1958-2008*. Londres: Ivorypress

Prontuario de perfiles de acero. Escuela técnica superior de ingenieros agrónomos

### Documentos técnicos

*Documenta Básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009

Documento Básico DBSE Seguridad estructural. Abril 2009

British Standard BS 6399-3 1988. *Code of practice for imposed roof loads*

British Standard BS 6399-3 1988. *Code of practice for imposed roof loads*

### Conferencias

MARCH.Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano <http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

"How much does your building weigh, Mr Foster?" Norman Foster.

### Enlaces

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

[http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk\\_hazard\\_map.html](http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk_hazard_map.html)

<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/39206/clase%20seccion%20perfiles%20tubulares.pdf?sequence=5>

<https://proyectos4etsa.wordpress.com/2013/06/29/centro-sainsbury-1974-78-norman-foster/>

[http://www.engineering-timelines.com/who/Hunt\\_A/huntAnthony.asp](http://www.engineering-timelines.com/who/Hunt_A/huntAnthony.asp)

<http://scva.ac.uk/about/collections/robert-and-lisa-sainsbury-collection>

<http://www.archdaily.com/312783/norman-fosters-sainsbury-centre-listed/>

<http://www.inftub.com/architettura/L-ARCHITETTURA-HIGHTECH-NORMAN85791.php>

## Índice de imágenes

### Contexto histórico

Figura 1.1 Charles y Ray Eames, casa Eames, Case Study House nº8, 1945-1949, Pacific Paliddases California.  
TREIBER, T. (1992) *Norman Foster*. Madrid: Akal Arquitectura

### Figuras principales

Figura 2.0 Esquema que muestra el "tridente" de figuras que hacen posible la realización del Sainsbury Centre for Visual Arts. Elaboración propia

Figura 2.1 Sir Robert y Lisa Sainsbury fotografiados por Lord Snowdon en 1965 en su estudio de Smith Square para su libro *Private View: The Lively World of British Art*.  
FOSTER, N., POWELL, K. (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.2 Los Sainsburys sentados en una repisa en el hueco de la escalera de Smith Square. La figura de Jean Arp "Dream Amphora" colocada al lado de ellos, y dos retratos de Lisa Sainsbury de Francis Bacon cuelgan en las paredes. (Fotografías cortesía de Lord Snowdon).  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.3 Una vitrina especial diseñada por Kho Lang le, para el estudio de Sir Robert Sainsbury. Contenía los elementos más pequeños de la colección y fue bautizado como "el departamento de juguetes".  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.4 Máscara mejicana de jade en estilo olmeca, 1200-400 dC. Esta pieza fue adquirida por los Sainsburys en 1975.  
FOSTER, N., POWELL, K. (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.6 La figura "Dios del pescador" de las islas Cook (finales del s iglo XVIII o principios del siglo XIX). Adquirida por los Sainsburys en 1949  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.7 Norman Foster en su estudio dibujando.  
MARCH.Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano. <http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

Figura 2.8 Dibujo de Norman Foster de arquitectura vernácula en Cambridgeshire. 1958.  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.9 Norman Foster con compañeros de clase John Chrisholm, Richard Rogers y Roy Mason.  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 2.10 Team Four.  
MARCH.Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano. <http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

Figura 2.11 Norman y Wendy en su estudio de Foster Associates.  
MARCH.Ciclo de conferencias impartidas por Fernández Galiano. <http://www.march.es/conferencias/anteriores/index.aspx?b0=fernandez+galiano&l=1>

### El edificio. Sainsbury Centre for Visual Arts

Figura 3.1 Boceto de idea de localización en una sola envolvente.  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 3.2 Plano de implantación Universidad de East Anglia (UEA)  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 3.3 Boceto de implantación realizado por Norman Foster  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

Figura 3.4 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 3.5 Esquemas de proceso proyectual. Zonas de privacidad  
FOSTER, N., POWELL, K (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.6 Información gráfica  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.7 Información gráfica  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.8 Información gráfica  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.9 Información gráfica  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.10 Sistema de revestimiento, Paneles intercambiables, panel de vidrio y rejillas interiores  
FOSTER, N., POWELL, K (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.11 Boceto conceptual doble piel  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.12 Axonometría constructiva cercha en celosía  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.13 Panel parrillado de aluminio original.  
FOSTER, N., POWELL, K (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.14 Fotografía interior. Revestimiento interior de los módulos de instalaciones  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

- Figura 3.15 Vista de los mecanismos de iluminación artificial y control solar  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.16 Vista desde el interior de las pasarelas de mantenimiento  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.17 Influencias del Sainsbury Centre sobre otras obras de Norman Foster  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 3.18 Axonometría con ampliación incluida  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.19 Sección con ampliación incluida  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 3.20 Fotografía interior "Crescent wing"  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>

#### Sistema estructural y constructivo

- Figura 4.0 Esquema relación envolvente-estructura  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.1 Primeros dibujos Anthony Hunt para la solución de pórtico  
FOSTER, N., POWELL, K (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.2 Sección fugada estructura inicial. Anthony Hunt  
FOSTER, N., POWELL, K (2010) *Sainsbury Centre for Visuals Arts. Foster + Partners*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.3 Comparativa revestimiento interior/exterior  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

- Figura 4.4 Comparativa estructura inicial/definitiva  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.5 Arriostramiento complementario  
<http://www.fosterandpartners.com/projects/sainsbury-centre-for-visual-arts/>
- Figura 4.6 Junta de dilatación  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.7 Viga contraviento. Modelo informático  
Elaboración propia
- Figura 4.8 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 4.9-4.16 Proceso constructivo de la estructura metálica  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 4.17-4.21 Proceso constructivo de colocación de revestimiento  
ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.

#### Evaluación de cargas

- Figura 5.1 Evaluación de cargas permanentes de los forjados  
Elaboración propia
- Figura 5.2 Planta con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos  
Elaboración propia
- Figura 5.3 Alzado x+z con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos  
Elaboración propia

- Figura 5.4 Alzado x-z con diferenciación entre paneles de vidrio y opacos.  
Elaboración propia
- Figura 5.5 Evaluación de cargas permanentes del cerramiento.  
Elaboración propia
- Figura 5.6 Evaluación de cargas permanentes de instalaciones.  
Elaboración propia
- Figura 5.7 Valores característicos de las sobrecargas de uso.  
*Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009
- Figura 5.8 Zoom mapa de valores carga de nieve.  
British Standard BS 6399-3 1988. *Code of practice for imposed roof loads*
- Figura 5.9 Valores de carga de nieve para el Reino Unido. British Standard.  
British Standard BS 6399-3 1988. *Code of practice for imposed roof loads*
- Figura 5.10 Zoom mapa de valores velocidad.  
British Standard BS 6399-2 1997, *Code of practice for wind loads*
- Figura 5.11 Valores básicos de la velocidad de viento para el Reino Unido.  
British Standard BS 6399-2 1997, *Code of practice for wind loads*
- Figura 5.12 Valores básico de la velocidad de viento para España.  
*Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009
- Figura 5.13 Coeficientes para tipo de entorno.  
*Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009
- Figura 5.14 Coeficientes de presión exterior para paramentos verticales.  
*Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009

- Figura 5.15 Coeficientes de presión exterior para cubiertas planas. *Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009
- Figura 5.16 Cargas de viento dirección "y" sobre paramentos. Elaboración propia
- Figura 5.17 Cargas de viento dirección "x" sobre paramentos. Elaboración propia
- Figura 5.18 Cargas de viento dirección "y" sobre cubierta plana. Elaboración propia
- Figura 5.19 Tabla D4 cubiertas planas DBSE-AE *Documenta básico DBSE-AE Acciones en la edificación*. Abril 2009
- Figura 5.20 Zonas de cubierta para viento dirección "y" Elaboración propia
- Figura 5.21 Cargas de viento dirección "x" sobre cubierta plana. Elaboración propia
- Figura 5.22 Zonas de cubierta para viento dirección "x" Elaboración propia
- Figura 5.23-5.26 Fuerza media superficial hipótesis viento Elaboración propia
- Figura 5.27 Mapa con valores de sismo para el Reino Unido [http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk\\_hazard\\_map.html](http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk_hazard_map.html)
- Figura 5.28 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.

**Análisis estructural.**

Todas las imágenes de este capítulo a excepción de las que se citarán a continuación son propias.

- Figura 6.10 Sección fugada sistema estructural. ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag.
- Figura 6.11 Axonometría sistema estructural. ABEL, C., BANHAM, R. et al. (2002) *Norman Foster Works 1*. Londres: Prestel Verlag
- Figura 6.16 Conexión celosía vertical y horizontal. TBOAKE. <http://tboake.com/SSEF1/sainsbury2.shtml>
- Figura 6.30 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones. *Documenta básico DBSE Seguridad estructural*. Abril 2009
- Figura 6.31 Coeficientes de simultaneidad. DBSE *Documenta básico DBSE Seguridad estructural*. Abril 2009
- Figura 6.89 Esquema desplome. DBSE *Documenta básico DBSE Seguridad estructural*. Abril 2009

**Análisis en detalle. Dimensionado de un nudo**

- Figura 7.1 Foto estructura real unión 1 TBOAKE. <http://tboake.com/SSEF1/sainsbury2.shtml>
- Figura 7.2 Modelo informático unión 1 Elaboración propia
- Figura 7.3 Foto estructura real unión 2 TBOAKE. <http://tboake.com/SSEF1/sainsbury2.shtml>
- Figura 7.4 Modelo informático unión 2 Elaboración propia
- Figura 7.6 Foto estructura real unión 4 TBOAKE. <http://tboake.com/SSEF1/sainsbury2.shtml>

- Figura 7.7 Modelo informático unión 4 Elaboración propia
- Figura 7.8 Clasificación de los nudos en función de la geometría WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.9 Plastificación del cordón WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.10 Punzonamiento del cordón WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.11 Dibujo acotado del nudo objeto de estudio Elaboración propia
- Figura 7.12 Nudo espacial en KK WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.13 Nudo KK. Aspecto de deformación en situación de fallo WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.14 Coeficiente de corrección para nudo KK espacial con espaciado WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag
- Figura 7.15 Límites para las clases de sección conforme al Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag

Figura 7.16 Localización de las secciones a comprobar Elaboración propia

Figura 7.17 Fórmulas para nudos espaciales KK con recubrimiento WARDENIER, J., KUROBANE, Y. et al. (2008) *Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (chs) bajo cargas predominantemente estáticas*. LSS Verlag

Figura 7.18 Modelo del nudo objeto de estudio Elaboración propia