

Trabajo Fin de Grado

Análisis de estructuras metálicas de la arquitectura española de los 60

Autor

Vicente Bellosta Juste

Directores

José Cegoñino Banzo
Amaya Pérez del Palomar Aldea

Escuela de Ingeniería y Arquitectura
2014 - 2015



DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./D^a. Vicente José Bellosta Juste,

con nº de DNI 18061328A en aplicación de lo dispuesto en el art.

14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo

de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la

Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster)
Grado _____, (Título del Trabajo)

Análisis de estructuras metálicas de la arquitectura española de los 60

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada
debidamente.

Zaragoza, 21 de Septiembre de 2015

Fdo: Vicente José Bellosta Juste

RESUMEN

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE LA ARQUITECTURA ESPAÑOLA DE LOS 60

Este Trabajo Fin de Grado estudia mediante el método de cálculo de los elementos finitos tres estructuras metálicas de obras construidas a principios de los años 60 en España. Así partiendo desde un estudio histórico y contextual se llegan a unas conclusiones proyectuales y estructurales que se reafirman mediante el cálculo y permiten entender mejor la obra. A su vez, cada una de estos tres proyectos pertenecen a una tipología estructural, lo que nos permitirá hacer comparaciones extrapolables entre distintas tipologías y entender mejor el material.

Las obras estudiadas son la Iglesia de Almendrales de García de Paredes, el Gimnasio del Colegio Maravillas de Alejandro de la Sota, y la Estación de los Enlaces de José de Yarza.

ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCCIÓN | 3 |
| OBJETIVOS | 3 |
| METODOLOGÍA..... | 4 |
| CONTEXTO HISTÓRICO | 6 |
| IGLESIA DE ALMENDRALES 1961-64 | 9 |
| José María García de Paredes..... | 10 |
| Iglesia Nuestra Señora de la Fuencisla en Almendrales | 11 |
| Cálculo | 14 |
| Estructura y construcción | 17 |
| GIMNASIO MARAVILLAS 1960-62 | 19 |
| Alejandro de la Sota..... | 20 |
| Gimnasio del Colegio Maravillas..... | 21 |
| Cálculo | 26 |
| Estructura y materia | 29 |
| ESTACIÓN DE LOS ENLACES 1961-64 | 31 |
| José de Yarza | 32 |
| Estación de Servicio de los Enlaces..... | 33 |
| Cálculo | 37 |
| Estructura y geometría | 41 |
| COMPARACIÓN..... | 43 |
| CONCLUSIONES | 45 |
| BIBLIOGRAFÍA | 47 |
| REFERENCIA DE IMÁGENES | 48 |
| ANEXO | 50 |

INTRODUCCIÓN

Este trabajo se enfoca mirando al pasado pero pensando en el futuro, consiste en el cálculo de tres estructuras metálicas, que a la vez que me ayudan a ejercitar mi formación técnica, tienen un gran interés proyectual y constructivo. Siendo su desnudez y sinceridad constructiva sus principales características, así como su economía de medios y la relación directa entre estructura, espacio y luz. Por ello se tratan de obras maestras más o menos reconocidas de las que hay mucho que aprender, son la Iglesia de Almendrales, el Gimnasio Maravillas y la Estación de los Enlaces.

Además, las tres fueron construidas en la misma época, el comienzo de los 60, época que puede tener cierto parecido con la etapa actual, una etapa de dolorosa recuperación económica y aperturismo internacional, que en la arquitectura se tradujo en una eficacia máxima, en hacer lo máximo con lo mínimo, incorporando nuevas técnicas y materiales, que muy probablemente, será el camino que deba recuperar la arquitectura en nuestro futuro más cercano.

OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es más aprender que demostrar lo aprendido, es aprender un método de cálculo de estructuras y aplicarlo a una serie de edificios cuidadosamente escogidos, en un contexto determinado, y estudiarlos estructural y proyectualmente. Para poder elaborar así un discurso, que partiendo de la historia del momento, explique la economía, que de ésta se desprendan las necesidades materiales y humanas de la construcción, para así relacionarlas con la estructura e indiscutiblemente con el proyecto.

El objetivo es demostrar mediante el cálculo por elementos finitos, (una herramienta de la que no disfrutaban en la época de construcción de los siguientes edificios), la idoneidad geométrica, resistente y funcional de estas estructuras, así como el aprovechamiento del material, para luego extrapolar los datos y comparar las distintas tipologías.

METODOLOGÍA

El trabajo se ha desarrollado en su parte de cálculo mediante el programa informático I-DEAS, que calcula mediante el método matemático de los elementos finitos, el cual requiere un método de trabajo planificado por fases que se ha repetido para cada estructura estudiada.

-Investigación y definición del modelo geométrico

El primer paso consiste en investigar el propio edificio y su estructura, conocer su geometría, dimensiones, materiales y apoyos, para luego poder modelarlo en el programa. Pero para poder introducirlo informáticamente es necesario escoger la tipología de los elementos que conformarán el modelo, ésta será la entidad matemática base del cálculo y debe ser lo más fiel a la realidad posible.

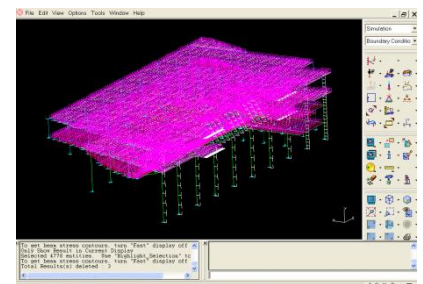
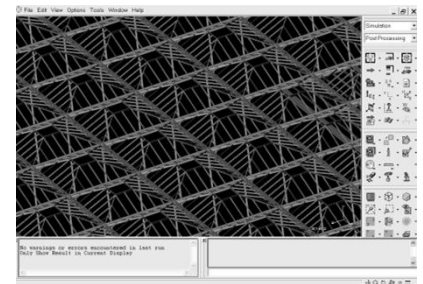
En este trabajo la tipología más utilizada ha sido el elemento barra (beam), debido a la geometría lineal de la mayoría de los elementos estructurales estudiados, no obstante, para el modelo de la Estación de los Enlaces también se han utilizado elementos lámina (shell) y sólidos (solid).

Una vez conocida la geometría y la tipología de elemento finito más apropiada, ya se dibuja la estructura mediante coordenadas, y tras esto se asocia un material a cada elemento. Para lo cual, previamente debe estar definido en función de su módulo elástico, módulo de cortante y su coeficiente de Poisson.

Por último, para acabar de definir el modelo, se introducen las condiciones de contorno, tanto los apoyos como las cargas. Para la suposición de las cargas se ha seguido el DB-SE-AE del Código Técnico actual, aun sabiendo que no es una normativa existente en la época de redacción de los proyectos, sirve para establecer un orden de magnitud y calcular la estructura en base a unas suposiciones fiables. Se han tenido en cuenta las cargas de peso propio, sobrecargas de uso, carga de nieve y el viento en las direcciones posibles.

-Hipótesis de cálculo y resultados

Tras el modelado completo de la estructura se procede al cálculo, del cual se extraen resultados respecto al comportamiento resistente y de servicio del edificio. Para esto se evalúan todas las hipótesis de carga posibles tal como marca la normativa actual, para dimensionar en las condiciones más desfavorables.



F.1 y F.2, entorno de trabajo del programa I-DEAS.

Combinaciones de carga estudiadas (ELU)

| Hipótesis | PP | SU | N | VI+X | VI+Y | VI-Y |
|-----------|------|------|------|------|------|------|
| I | 1.35 | | | | | |
| II | 1.35 | 1.5 | | | | |
| III | 1.35 | 1.5 | 0.75 | | | |
| IV | 1.35 | 1.5 | 0.75 | 0.9 | | |
| V | 1.35 | 1.5 | 0.75 | | 0.9 | |
| VI | 1.35 | 1.5 | 0.75 | | | 0.9 |
| VII | 1.35 | 0.75 | 1.5 | 0.9 | | |
| VIII | 1.35 | 0.75 | 1.5 | | 0.9 | |
| IX | 1.35 | 0.75 | 1.5 | | | 0.9 |
| X | 0.8 | | | 1.5 | | |
| XI | 0.8 | | | | 1.5 | |
| XII | 0.8 | | | | | 1.5 |

Para las comprobaciones de servicio (estudio de las deformaciones) no se ha aplicado ningún coeficiente de mayoración ni minoración ni combinación de las cargas, resultando así un cálculo más desfavorable que el exigido por la normativa actual.

-Análisis de resultados y postproceso

Una vez conocidos los resultados se evalúan atendiendo principalmente a dos parámetros, las deformaciones y las tensiones de Von Mises, para comprobar que las aptitudes al servicio son aceptables, y que no se produce el agotamiento resistente del material.

Como este es un trabajo de investigación y comprobación de unas estructuras ya construidas que se saben resistentes, los resultados deberían ser favorables desde un principio, pero como no se ha podido obtener información acerca de las dimensiones de cada perfil que conforma cada estructura, se han tenido que dimensionar algunos en base a este cálculo. Redibujarlos con otras dimensiones y volver a calcular hasta que se ha demostrado toda la estructura resistente.

Por tanto este es un proceso de ida y vuelta, un método que permite un rápido rediseño de las estructuras a partir del dibujo, con una interfaz gráfica que permite entender visualmente el comportamiento en conjunto de las estructuras y la combinación de distintos materiales.

CONTEXTO HISTÓRICO

Tras la Guerra Civil, en 1939, se asentó el régimen franquista en el poder, e impuso sus fundamentos ideológicos y políticos en el Estado. Se basaba en la concentración del poder en Franco, el anticomunismo, antiparlamentarismo, antiliberalismo, el nacionalcatolicismo y el tradicionalismo. Conformando así un estado encerrado en sí mismo, con una economía controlada y una cultura atrasada respecto a su tiempo, basada en la copia de lo antiguo y tradicional que representaba los valores del régimen.

Por su parte, el dictador dedicó el principio de los años 40 para aprobar las leyes orgánicas conocidas como las Leyes Fundamentales del Movimiento que le sirvieron para imponer sus ideales.

Así nació un estado autárquico, en una tierra destruida por la guerra y en situación de pobreza extrema. Agravado por el aislamiento internacional al que fue sometido tras el fin de la II Guerra Mundial por las potencias aliadas, ya que consideraban a Franco un aliado de Hitler. Tras lo cual Franco trató de desvincularse de esa imagen fascista y trató de conciliarse con los países aliados. Pese a ello, sufrió la condena de años de aislamiento económico y político, solo roto en parte por EEUU, debido a sus intereses en España para la Guerra Fría.

En el periodo de la segunda mitad de los años 50, se termina la etapa autárquica de la economía española y comienza un nuevo ciclo de desarrollo. Constituyendo una fase de inestabilidad política y económica que acabó con un sistema económico estrangulado y que obligó a emprender grandes reformas en contra de los primeros ideales del movimiento fascista.

En 1955 la financiación del desarrollo económico impulsado de los años 50 a través de medidas inflacionistas desembocó en un incremento importante de los precios que resultó insoportable para las clases populares, y que derivó en conflictos sociales y reivindicaciones laborales.

Por otro lado, en España durante los años 50 habían aumentado las relaciones comerciales y diplomáticas con el extranjero, sobre todo con EEUU, del que obtuvo una financiación importante. Así también se desarrolló el turismo. Sin embargo el déficit de la etapa autárquica y las necesidades del proceso expansivo de la economía y el desarrollo industrial acabó con las reservas de divisas en 1957.

Fue en este año, en 1957, cuando se reformó el gobierno y se implantaron una serie de medidas para racionalizar el gasto público y



F.3, fila para racionamiento de alimentos en los años 40.



F.4, portada de La Vanguardia el día 23 de diciembre de 1959



F.5, desarrollo del turismo y de la construcción en los años 60



F.6, Franco en la inauguración de un alto horno en Ensidesa.

liberalizar el mercado interior y exterior, dentro del Plan de Estabilización (1959).

Ante esta incertidumbre política y económica se redujo la inversión y se produjo cierta recesión en algunos sectores, pero se sentaron las bases para el crecimiento de los años 60. No fue el caso de la industria, ya que las inversiones realizadas en los primeros años 50, así como las importaciones de maquinaria, la sustitución de equipos obsoletos, y la construcción de nuevas instalaciones contribuyeron a un fuerte aumento de la producción industrial. Así en el sector siderúrgico, la puesta en marcha de la empresa Ensidesa en 1958 hará que la oferta del acero aumente con fuerza, equilibrando así la oferta y la demanda, y apoyando las medidas liberalizadoras del Régimen.

Este auge industrial, así como el del sector servicios, coincidió con una crisis de la agricultura tradicional, lo que desencadenó una intensa migración de mano de obra del medio rural a las ciudades. Por lo tanto la mano de obra que llegaba tenía poca cualificación y recibía salarios muy bajos, pero por otro lado provocó el crecimiento de las ciudades y un incentivo para el desarrollo de la economía.

El fin del aislamiento internacional quedó claramente expuesto con la visita del presidente norteamericano Eisenhower a España en 1959. Abriendo un nuevo horizonte de optimismo y crecimiento económico para los años 60.

Es en este contexto en el que se proyectan y construyen las tres obras estudiadas, al comienzo de los años 60. En un tiempo de cambio, de aperturismo internacional, de desarrollo industrial, pero todavía de estrecheces económicas. En el que la arquitectura española se divide en dos tendencias diferenciadas, la de los arquitectos tradicionalistas de la Administración, y la de los arquitectos entregados a la evolución artística y técnica de la profesión por otro lado.

Siendo estos últimos los más dignos de estudio, por ser fieles a su tiempo y sentar las bases de la arquitectura española actual. Dentro de esta tendencia podremos enmarcar la Iglesia de Almendrales (1961-64) de García de Paredes, el Gimnasio Maravillas (1960-62) de Alejandro de la Sota, y la Estación de los Enlaces (1961-64) de José de Yarza.



JOSÉ MARÍA GARCÍA DE PAREDES

IGLESIA DE NUESTRA SEÑORA DE LA FUENCISLA EN ALMENDRALES

1961-64

JOSÉ MARÍA GARCÍA DE PAREDES

Nació en Sevilla en 1924, y comenzó a estudiar arquitectura en Madrid en 1944, donde conoció a Eduardo Chillida, Jesús de la Sota y Rafael de la Hoz. En 1955 consiguió el Gran Premio de Roma de Arquitectura de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando con un proyecto teórico para el Pabellón de España para la Bienal de Venecia. Se trasladó a Roma en 1956 donde coincidió con Javier Carvajal, junto con quien construyó el Panteón de los Españoles en el Campo de Verano, y diseñó la exposición del Pabellón de España en la XI Trienal de Milán, por la que recibieron la Medalla de Oro. Y en 1957 ganó el Premio Nacional de Arquitectura con Rafael de la Hoz por el Colegio Mayor Arquinas. Así también le fue otorgada la Medalla de Oro al Mérito en las Bellas Artes en 1989, y la Medalla de Oro de la Fundación Rodríguez-Acosta de Granada en 1991 a título póstumo, tras su fallecimiento en 1990.

La arquitectura de García de Paredes se centró en el modo, no tanto en la ruptura, en la que han de interpretarse las líneas surgidas del Movimiento Moderno. Así desarrolló un estilo o un modo de hacer intermedio entre un respeto a la tradición, similar al racionalismo orgánico de los arquitectos nórdicos, y el experimentalismo de los jóvenes del Team X. Así desarrolló su propia obra con autonomía, superando las influencias y siempre coherente a su forma de pensar.

Sus obras realizadas se benefician de un minucioso estudio funcional del programa, así como de una estricta racionalización de las reglas del oficio imponiendo medidas, módulos espaciales y sistemas constructivos. Así como de una cuidada espacialidad en relación con la materia, la luz y el sonido.

Vista a la distancia, a los once años de su muerte, su aportación más notable a la arquitectura española podría considerarse el discreto equilibrio. Entre tensiones y experiencias radicales su apuesta por el sentido común en su mejor acepción. [...] Admiraba la maestría natural de Aalto y Palladio e intento, en lo posible, pasar inadvertido como protagonista.

Miguel Ángel Baldellou, "García de Paredes, la discreción como estilo"

Estas palabras de Baldellou nos hablan de un arquitecto exitoso y reconocido en su época, pero que no se encuentra entre los más famosos, estudiados o publicados debido a su personalidad sencilla, a su poco interés de protagonismo, su discreta forma de actuar, o su difícil clasificación en una etiqueta, pero que dejó un legado muy importante para la arquitectura española.



F.7, José María García de Paredes



F.8, Colegio Mayor Arquinas, construido por García de Paredes junto con Rafael de la Hoz.

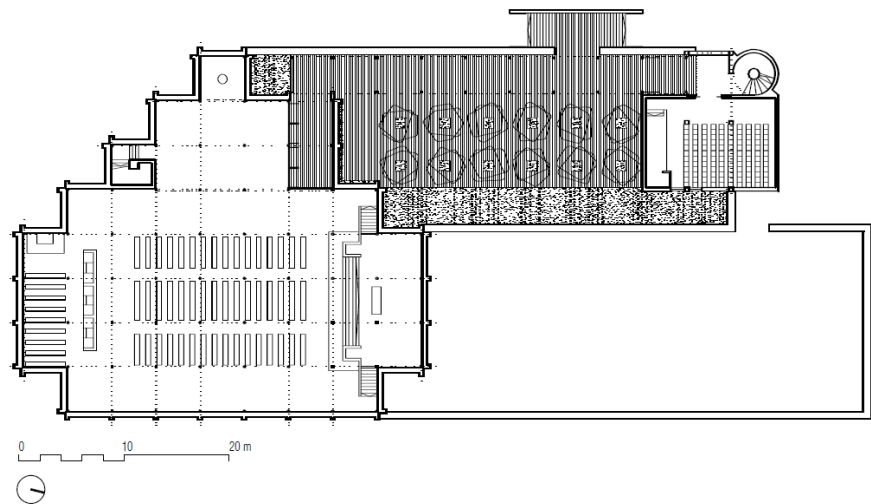
IGLESIA PARROQUIAL NUESTRA SEÑORA DE LA FUENCISLA EN EL POBLADO DE ALMENDRALES, 1961-64



F.9, Maqueta del proyecto para la Iglesia de San Esteban Protomártir en Cuenca 1960

El proyecto de la Iglesia de la Fuencisla de Almendrales supuso la construcción de una idea ya expuesta por García de Paredes en el proyecto de la Iglesia de San Esteban Protomártir en Cuenca. Una idea de espacio uniforme compuesto a base de módulos, que más tiene que ver con la tradición espacial islámica que con la católica.

La iglesia se sitúa en una parcela triangular sin condicionantes urbanos salvo un tendido eléctrico que la sobrevolaba, lo que facilita una respuesta liberada de compromisos formales con su entorno, y plantea la iglesia como un objeto capaz de generar un lugar.

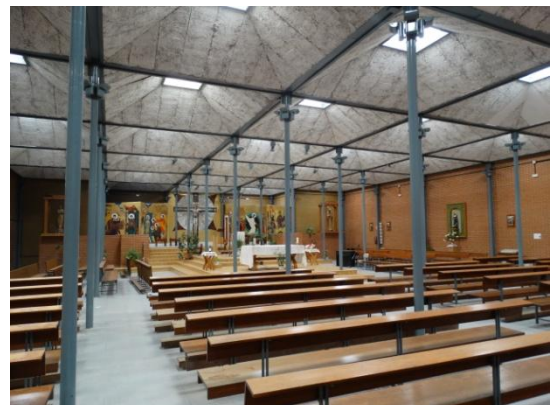
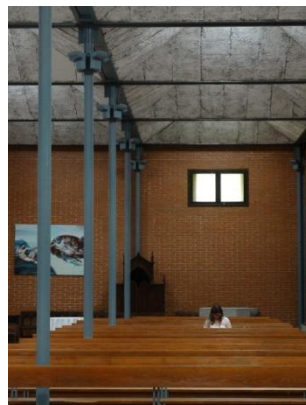


F.10, Cubierta de la Iglesia de Almendrales

Este proyecto incluía la previsión de una futura guardería que no se llegó a construir y que conformaba un volumen exento de la iglesia. Entre ambos volúmenes creaba un patio longitudinal de acceso al atrio, y un giro para llegar a la iglesia perpendicularmente al eje de mirada al altar, disolviendo así cualquier referencia a la longitudinalidad basilical y habilitando las dos direcciones de la retícula.

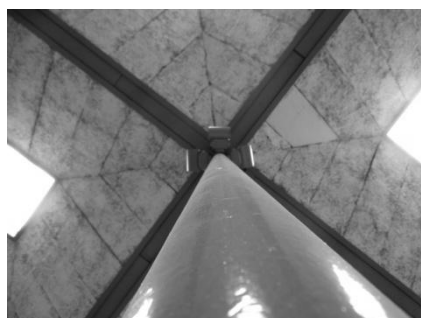


F.11, Imagen exterior de la iglesia



F.12 y F.13, Vistas interiores

Aquí las apariencias formales se desvanecen hasta quedar tan sólo en conceptos más puros de espacio, luz y materia, buscando un reduccionismo lingüístico que aflore las experiencias sensibles que ese espacio provoca y acompañe el proceso de oración y comunión con Dios. Esta es la forma de entender la religión de García de Paredes a través de la arquitectura, de una forma intimista y serena, buscando dentro de la iglesia lo que se niega fuera, la tranquilidad, el silencio, el reposo.



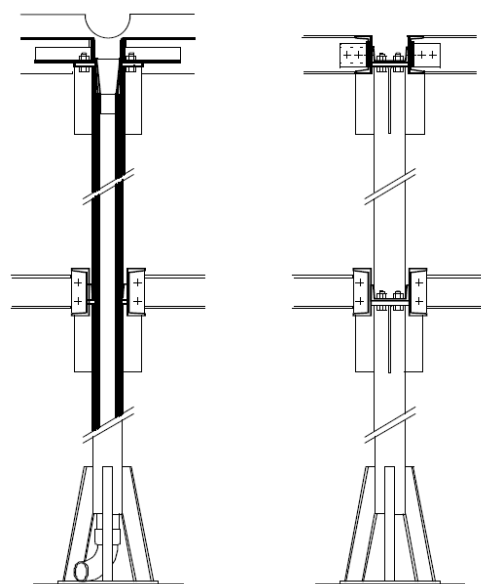
F.16 y F.17, Vistas encuentros

Así construye una iglesia aislada del exterior por un muro ciego de ladrillo, y solo abierta a la luz del cielo por los lucernarios de cada módulo. Cada uno de estos módulos de 4,20 x 4,20 metros de lado, es una entidad constructiva en sí misma, capaz de sostenerse y evacuar el agua de lluvia a través del interior hueco de los pilares, solución ya propuesta por Corrales y Molezún en el Pabellón de España de la Exposición Universal de Bruselas en 1958, que García de Paredes adoptó con naturalidad. Los módulos están conformados por perfiles de acero y recubiertos por chapa hacia el exterior, y por paneles vitrofib vistos hacia el interior.

En el baptisterio aparece un forjado intermedio entre estos mismos módulos, y que se resuelve con sencillez mediante bovedillas de hormigón y un embaldosado de recubrimiento.

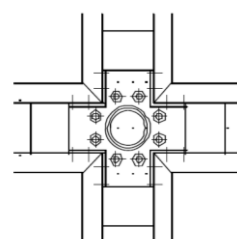
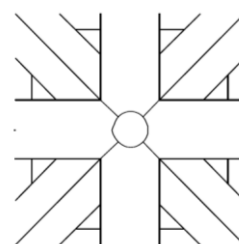


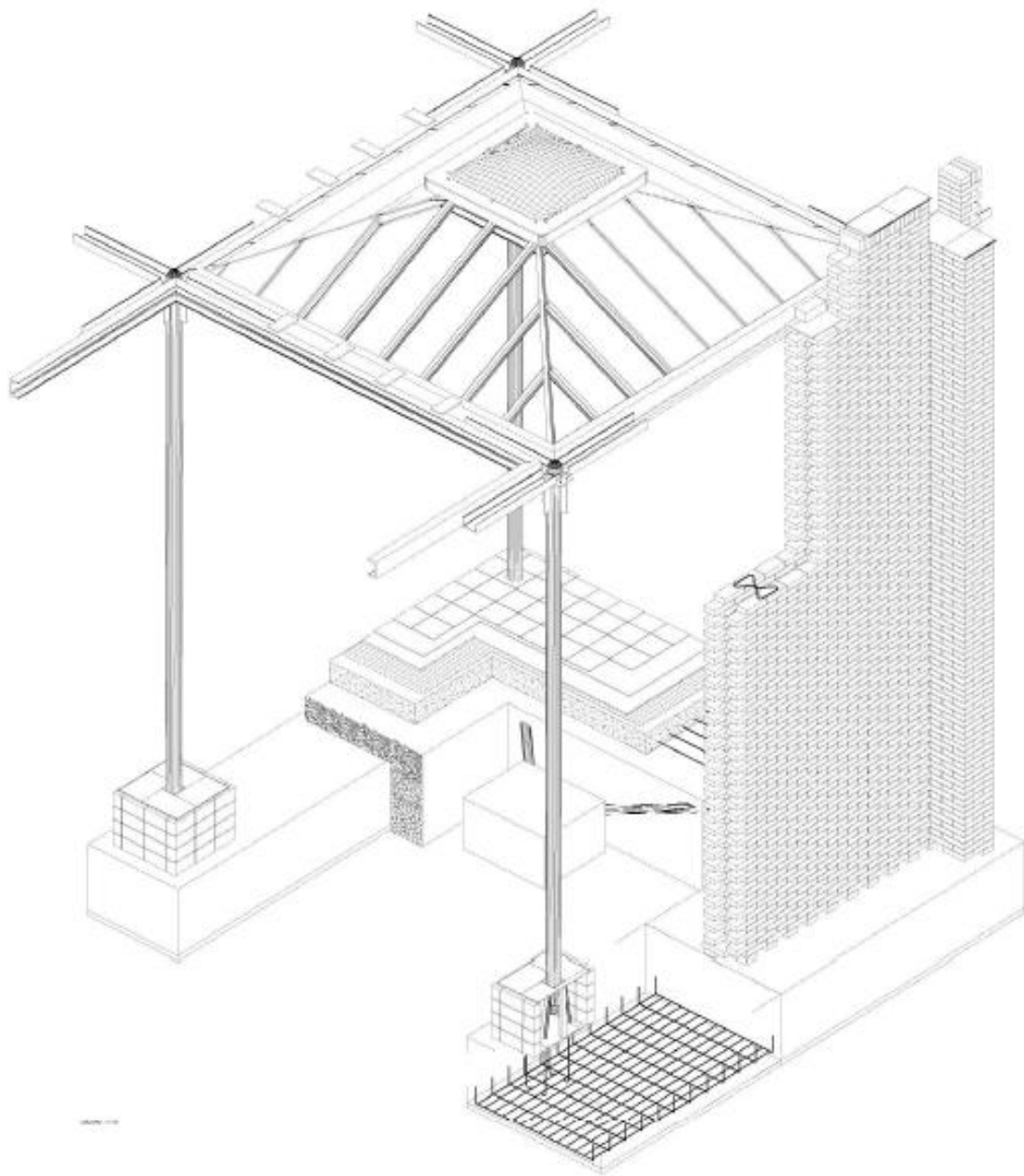
F.18, Imagen baptisterio



F.14, Secciones constructivas del pilar y las vigas

F.15, Detalles unión de las vigas con el pilar





F.19, Perspectiva constructiva de un módulo

CÁLCULO

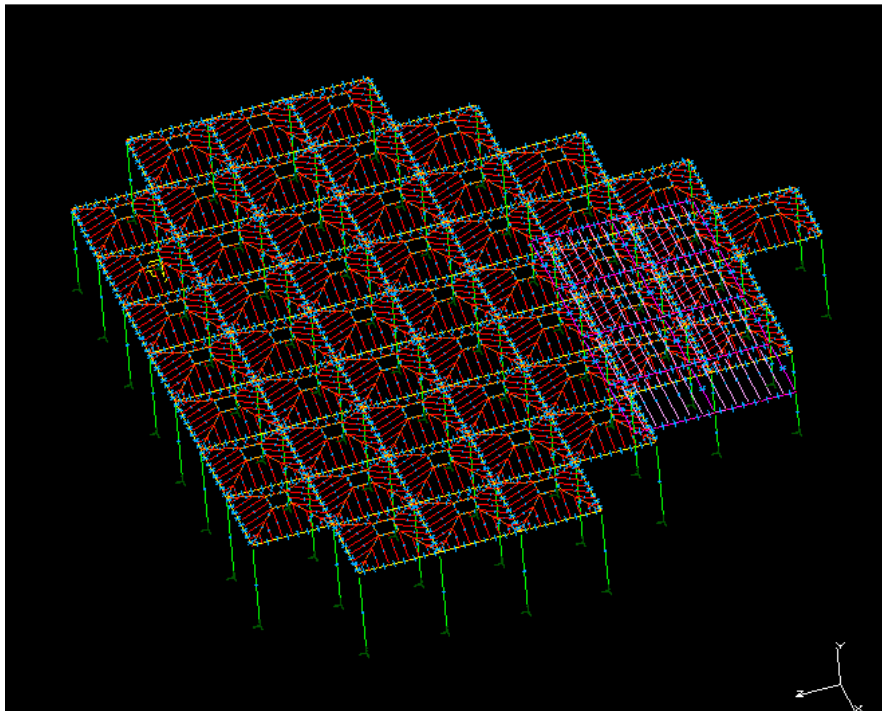
El cálculo se ha realizado según la metodología previamente descrita. Para ello se ha modelado toda la estructura con elementos barra definidos de acero, con las siguientes propiedades:

Módulo elasticidad del acero $E = 2,068 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

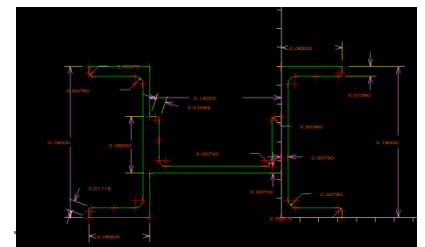
Coefficiente de Poisson $\nu = 0,29$

Módulo de cortante $G = 8,015 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Las hipótesis de carga consideradas han sido el peso propio, sobrecarga de uso, nieve y viento, y se detallan en el Anexo, todas se han introducido como cargas distribuidas sobre las correas.



Tras el modelado de la estructura se procede al cálculo y a la obtención de resultados, prestando especial atención a las deformaciones y a las tensiones máximas. En esta estructura eran conocidas las secciones de los principales elementos estructurales, no así como de las correas que quedan ocultas a la vista, así mediante este cálculo se han podido dimensionar y establecer un perfil que si no es igual al real será muy parecido.

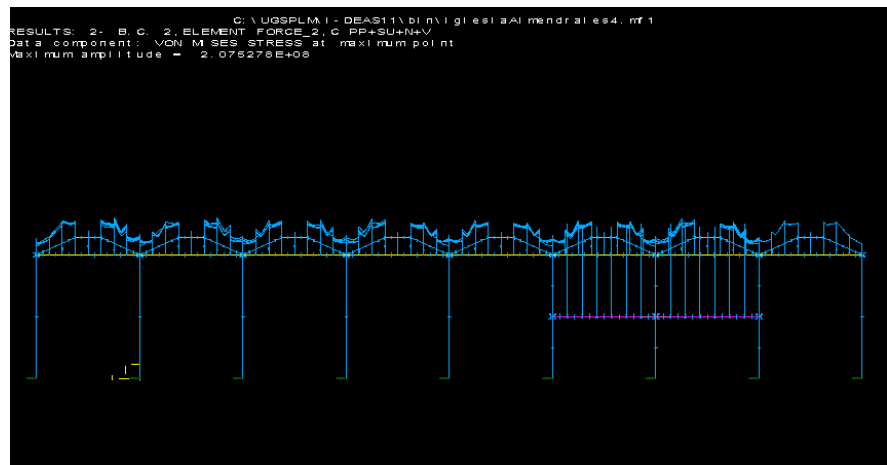


F.20, Sección de la viga, compuesta por dos perfiles UPN 160 y un UPN 140 colocado en forma horizontal para alojar el canalón.

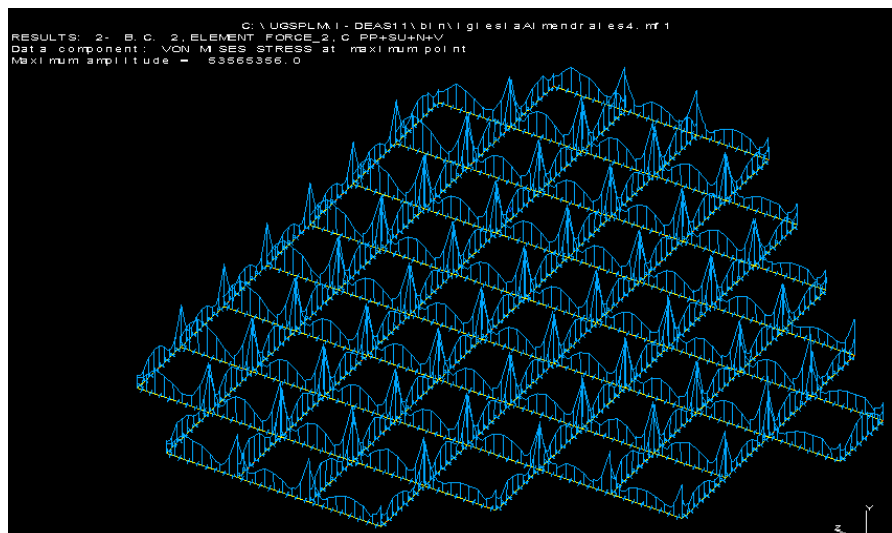
-Resultados

Los resultados se evalúan para dos comprobaciones distintas, resistentes y de servicio que suponen distintos estados de carga debido a que se aplican distintos coeficientes de mayoración en la cargas. En la comprobación de servicio se analizan las deformaciones y se corrobora que las flechas son admisibles, por otro lado la comprobación resistente confirma que la estructura se comporta en todo momento dentro de la zona elástica del material. Para ello se considera que la estructura está construida con un acero S275, cuyo límite elástico es 275N/mm^2 , y al que se le aplica un coeficiente de seguridad de 1,15 según la normativa actual, resultando así que la tensión admisible para el acero será de 239N/mm^2 .

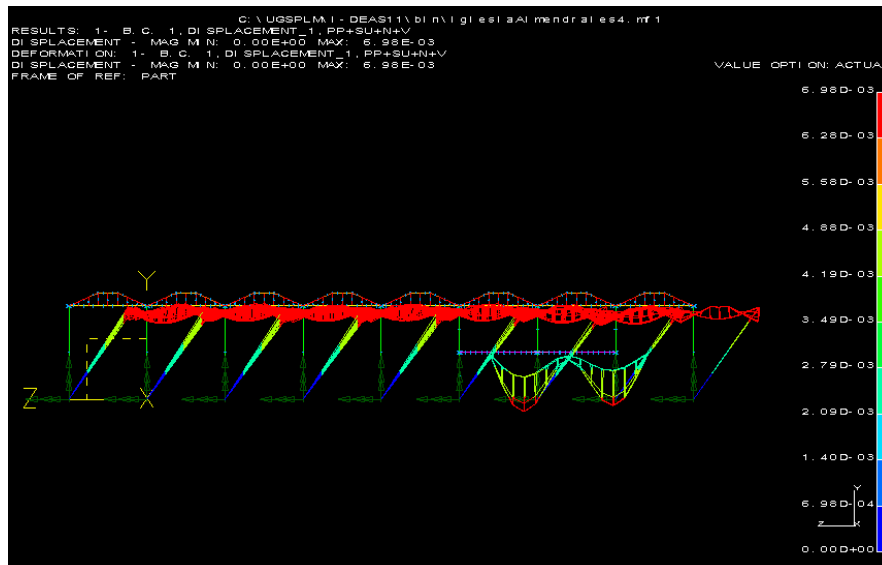
Mapa de tensiones de Von Misses:



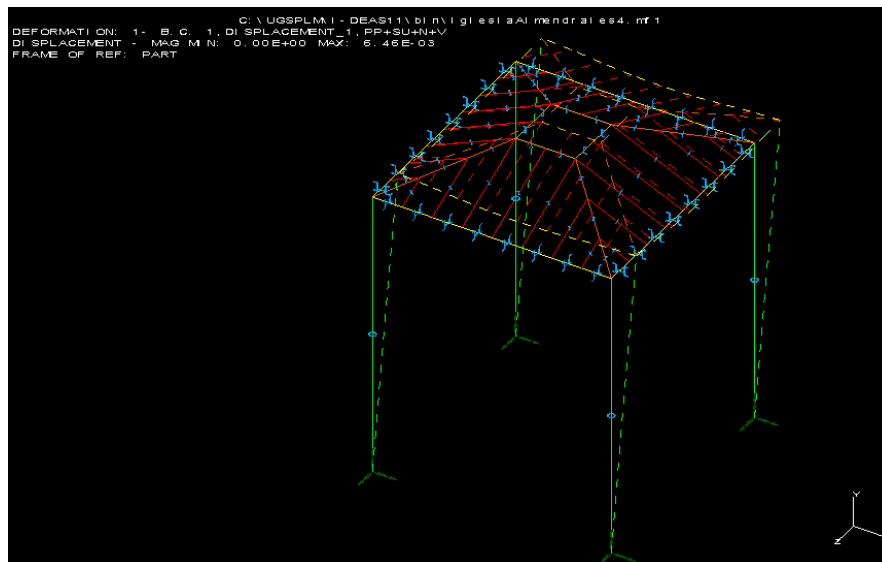
La tensión máxima en un punto de la estructura es de 207,5MPa, y se da en una de las viguetas del forjado intermedio sobre el baptisterio. Por su parte, las tensiones en los elementos principales de la estructura son bastante menores, así la tensión máxima del pilar más cargado es de 168,3MPa, y en la viga más solicitada tan solo 53,5MPa.



Por otro lado, atendiendo a las comprobaciones de servicio verificamos la deformada según el siguiente gráfico.



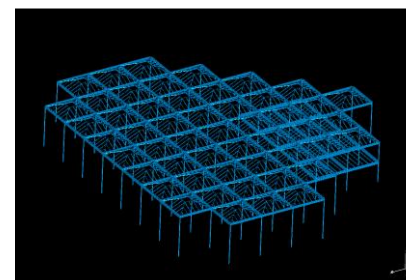
Podemos observar y entender cómo se desplaza la estructura hacia un lado por la acción del viento, así como la deformada del forjado debido al peso propio y las sobrecargas. Pero la deformación máxima en el edificio tan solo es de 6,98mm, que es totalmente admisible.



F.21, Modelo en 3D de la Iglesia de Almedrales

En esta imagen se ve más en detalle como flectan lateralmente los pilares, mientras que la parte piramidal del módulo se mantiene muy rígida.

En resumen se trata de una estructura con una cubierta muy rígida que confía su estabilidad al empotramiento de los pilares con el suelo, y que tiene algunos elementos estructurales sobredimensionados.



ESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN

Como se ha comprobado no todos los perfiles de la estructura están optimizados estructuralmente hasta apurar el límite del material, y no es por cuestiones estéticas, arbitrarias o por falta de cálculo que sea así. Cada perfil tiene su dimensión precisa por razones constructivas, y es que en esta arquitectura la construcción y la estructura son inseparables, y de esta asociación física nace una proporción material y estética entienda por el ojo al percibir el espacio que nos habla de arquitectura sincera, donde cada elemento es así porque tiene que ser así, donde cada decisión tomada en el proyecto se reafirma con contundencia, resulta así una obra completa, coherente y bella.

Por ejemplo, el cálculo demuestra que la sección de los pilares está sobredimensionada en términos resistentes (tensión máxima en un pilar 168,3MPa), están contruidos con tubos huecos de acero estirado de un diámetro de 12cm, no porque sea el ideal estructuralmente, sino porque necesitan esa sección interior para conducir por allí el agua de lluvia. A su vez los perfiles compuestos que unen los pilares entre sí no tienen esa sección por cuestiones estructurales, que también, sino porque en su interior va alojado un canalón que recoge el agua de lluvia y la lleva hasta el interior de los pilares, y porque desde el alma de los perfiles laterales salen las correas con una inclinación determinada a la que hay que dar cabida además del espacio suficiente para soldarlos (tensión máxima en un perfil compuesto 53,5MPa).

Se pueden diferenciar así dos conceptos, la sección resistente y la sección física, definiendo la primera como la cantidad de material mínima, respecto a su posición en el espacio, para soportar resistentemente los esfuerzos a los que será sometida. Y la sección física podría ser aquella que tenga en cuenta todas las demás necesidades funcionales o constructivas más allá de las estructurales, como pudiera ser el encaje con otras piezas, el alojar otro elemento en su interior, la facilidad de trabajo o de transporte, la normalización, la puesta en obra, etc. La definición de esta sección física tiene más que ver con su forma y su volumen, con la capacidad de la pieza de relacionarse con otras piezas y con la mano del constructor.

Así en una obra cada elemento de la estructura debe contener ambas secciones, satisfacer las necesidades constructivas y las resistentes, por tanto puede ser que la sección mínima resistente sea la dominante al cumplir también las necesidades constructivas, o al revés, como sucede en la Iglesia de Almendrales, donde muchos de sus elementos resistentes

están sobredimensionados estructuralmente porque la sección física requerida es mayor que la resistente.

Por tanto podríamos decir que el módulo de la Iglesia de Almendrales no está optimizado estructuralmente pero sí que lo está constructivamente.





GIMNASIO DEL COLEGIO MARAVILLAS

1960-62

ALEJANDRO DE LA SOTA

Nació en Pontevedra en 1913 donde estudió el bachillerato previamente a irse a Madrid a estudiar arquitectura en la Escuela Técnica Superior, se graduó en 1941 tras el parón provocado por la Guerra Civil, y en 1965 obtuvo el doctorado. Allí inició su tarea docente como profesor de Proyectos y Elementos de Composición y fue considerado una de las figuras más significativas de la arquitectura española de la época. Su obra fue reconocida por varios galardones como el Premio Nacional de Arquitectura en 1974, la Medalla de Oro al Mérito en Bellas Artes en 1986, la Medalla de Oro en Arquitectura en 1988 o el Premio Antonio Camuñas de 1993, antes de morir en 1996.

A partir de su proyecto no construido para la Central Lechera SAM de Santander en 1951, de la Sota ya muestra su interés por el movimiento moderno, sus conceptos y sus planteamientos, y lo demuestra durante los años 50 en obras como la Residencia estudiantil de Miraflores o el Gobierno Civil de Tarragona.

Es en la década de los 60, cuando empieza a explorar las posibilidades que ofrecen los nuevos materiales y desarrolla una serie de proyectos a partir de planteamientos constructivos, proyectando a partir de la materialidad, olvidándose así en cierta manera de la arquitectura y obteniendo la forma de la construcción.

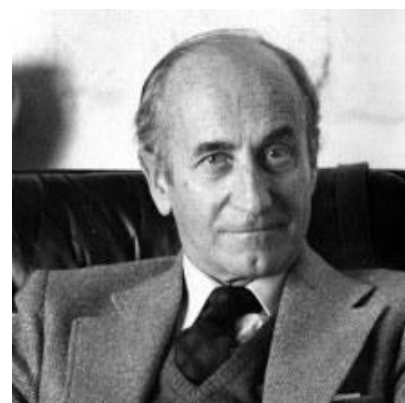
“Los temas simplifican y nos ofrecen posibilidades, la arquitectura no requiere que recurramos a ella; aparecerá por sí sola.”

Alejandro de la Sota

Y es que de la Sota fue un apasionado de la técnica, característica ésta, potenciada sobre todo a partir de 1957, cuando trabajó en el proyecto de los Talleres Aeronáuticos de Barajas en estrecha colaboración con los ingenieros. El descubrimiento de la figura del ingeniero supuso para él la familiarización con las estructuras metálicas, que representaban la modernidad y el optimismo de la primera mitad de los años 60.

Según explica Navarro Baldeweg, en esta arquitectura de Sota se siente siempre algo que viene de lejos, algo que en un principio es común a todo lo físico, sea o no sea arquitectura, se recrea un objeto que conserva aquella emoción cuajada reflexivamente. Y en este andamiaje descansa la seguridad que hace válida y otorga naturalidad a los saltos atrevidos y brutales que advertimos en sus obras conviviendo junto al refinamiento y la delicadeza más evidentes.

Esto nos habla del proceso reflexivo y analítico de las obras de Sota, que a través de la materialidad y fisicidad enlaza con ideas arquitectónicas



F.22, Alejandro de la Sota



F.23, Gobierno Civil de Tarragona, 1957-64

modernas más abstractas como las de Mies, para transformarlas y generar sus propios principios. Convirtiéndose así en el eslabón de enlace para esos arquitectos posteriores que buscaban su propio equilibrio entre modernidad y continuidad.

GIMNASIO DEL COLEGIO MARAVILLAS, 1960-62

Se trata ésta de una obra que no tiene más códigos previos que los que nacen de su contexto, la arquitectura llega como respuesta a lógica y sencilla a una serie de requerimientos cotidianos sin adscribirse a ningún estilo, lo cual tampoco quiere decir que no sea resultado de la interpretación de su tiempo.

El gimnasio se ubica en un gran desnivel junto al patio del Colegio Maravillas, y el proyecto lo que hace es colmatar ese vacío topográfico generado en la ciudad adonsándose al talud, prolongándose hasta el límite de la propiedad y consiguiendo que la cubierta del nuevo edificio sea la continuación del patio de juegos. Idea ésta ya propuesta por el arquitecto Ramón-Laca, que fue quien redactó el primer proyecto, pero que luego fue destituido.

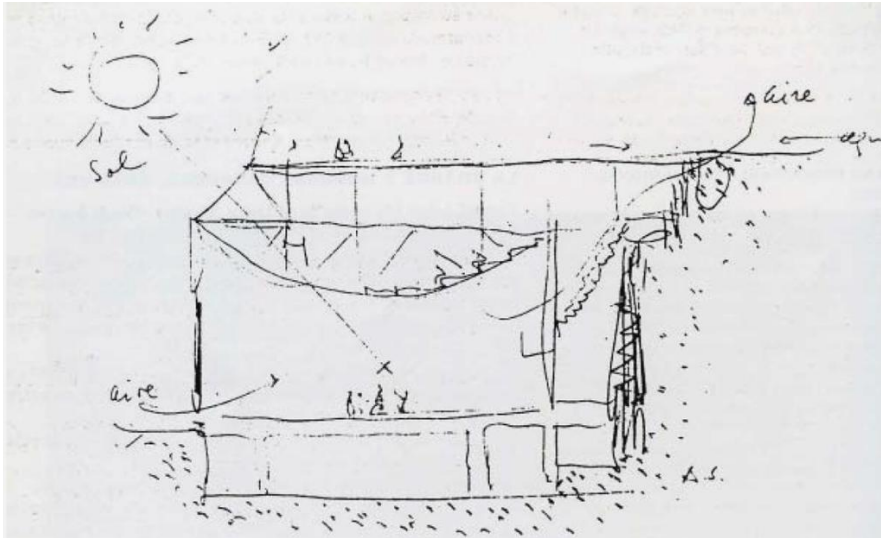


F.24, Portada de la primera publicación del Gimnasio Maravillas, en la revista Hogar y Arquitectura nº43, 1962.



F.25 - Vista aérea del Colegio Maravillas en 1955. El terreno trapezoidal a la izquierda de la iglesia será el solar destinado para el nuevo Gimnasio. El lindero posterior del solar trapezoidal se rectificó haciéndolo paralelo a la calle y no al colegio.

Queda definido así un volumen de aire con el que trabajar, y el proyecto de Sota nace de la división y la estructuración de este vacío a partir de su sección transversal. En ella se aprecia la construcción de una piscina en el sótano, y un gran espacio polideportivo a nivel de cota calle cubierto por unas grandes cerchas que soportan la cubierta. Pero además el espacio interior de estas cerchas es aprovechado para la construcción de unas aulas escalonadas. Resuelve así solo con la sección el complejo programa al que tenía que dar respuesta, pero ésta no es solo una sección funcional, sino que a su vez también es estructural y espacial.



El espacio queda dividido entonces por la repetición de una serie de pórticos estructurales paralelos cada 6 metros, y orientados perpendicularmente a la fachada. Están formados por dos pilares de ocho metros de altura, sobre los que carga una cercha triangulada en vientre de pez con 20 metros de luz y un canto máximo de 2,60 metros, por lo que para dar cabida en altura a las aulas, se suplementa este espacio con la disposición de otros pórticos perpendiculares que apoyan sobre el cordón superior de la cercha. Los forjados de las aulas y el patio de juegos apoyan en el cordón inferior de la cercha y en los pórticos ligeros, respectivamente. Estos forjados están contruidos por bovedillas Viroterm de 50x200x10 cm apoyadas sobre el ala inferior del entrevigado metálico, y sobre las que se hormigona una capa de compresión de 4cm de espesor solidarizada con el ala superior de las viguetas.



La solución de la sección estructural habitada ha sido una de las más aplaudidas de la arquitectura española moderna, y es que solo mediante su forma y construcción permite la entrada de luz difusa al gimnasio y a las aulas, el flujo natural del aire y el aprovechamiento del espacio.



F.26, Maqueta del gimnasio, Tecnische Universität München, 2006



F.27 y F.28, Gimnasio en fase de construcción



F.29, Fachada del Gimnasio a la calle J. Costa



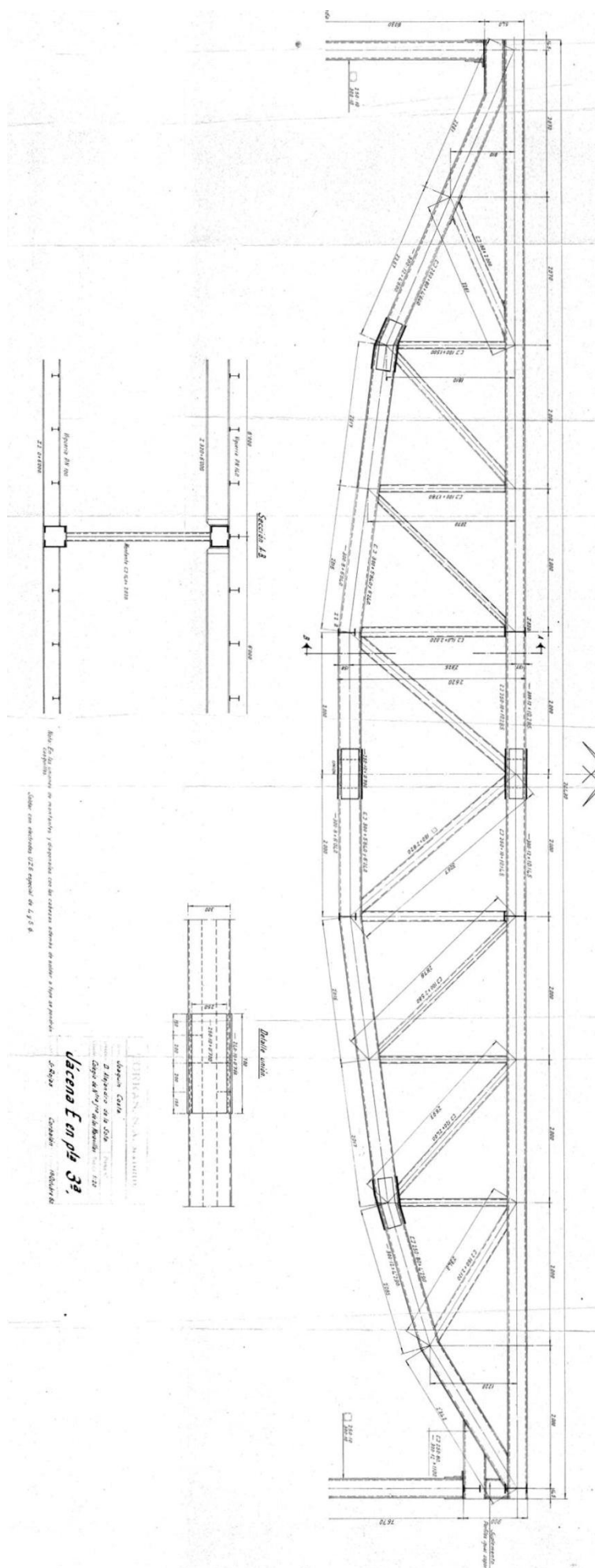
F.30, Interior de un aula entre las cerchas

Lingüísticamente el gimnasio del colegio Maravillas carece de toda retórica, es tan discreto que casi pasa inadvertido. La fachada a la calle tiene un carácter humilde, un muro con la textura del ladrillo rojo, la insinuación de una estructura de acero, cristalerías lisas de tipo industrial. Pero dentro el carácter, la atmósfera, es más espectacular, compuesto aun así por materiales humildes, pero la concepción espacial del gimnasio unido al tratamiento de la luz y a un sutil manejo de los colores evocan sensaciones muy distintas.

Sota consiguió revelar todos sus propósitos e intenciones a través de la desnudez del acero y de la construcción, mostrando la tecnología moderna como algo natural que no necesariamente debiera carecer de poética y calidez.



F.31, Plano original de la cercha acotada



25



CÁLCULO

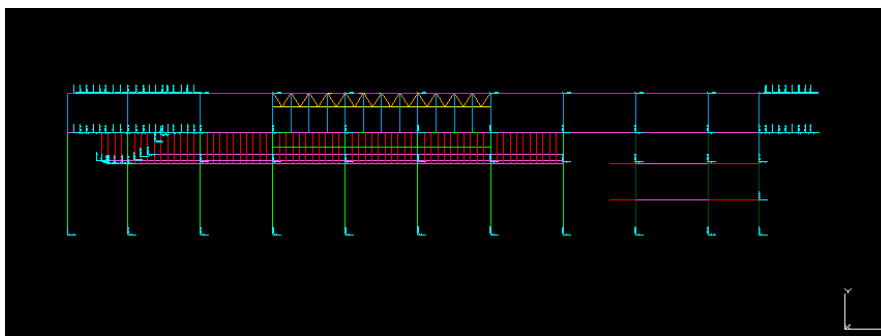
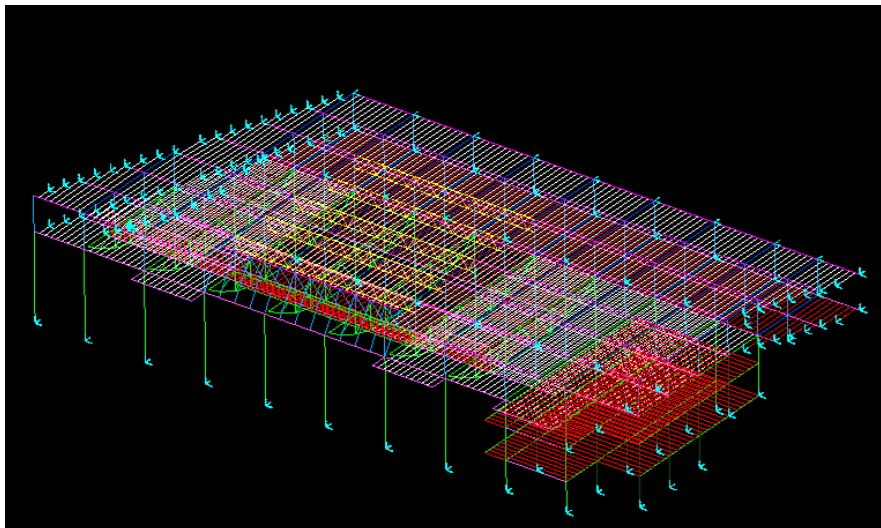
El cálculo se ha realizado según la metodología previamente descrita. Para ello se ha modelado toda la estructura con elementos barra definidos de acero, con las siguientes propiedades:

Módulo elasticidad del acero $E = 2,068 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

Coefficiente de Poisson $\nu = 0,29$

Módulo de cortante $G = 8,015 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Las hipótesis de carga consideradas han sido el peso propio, sobrecarga de uso, nieve y viento, y se detallan en el Anexo, todas se han introducido como cargas distribuidas sobre las correas.

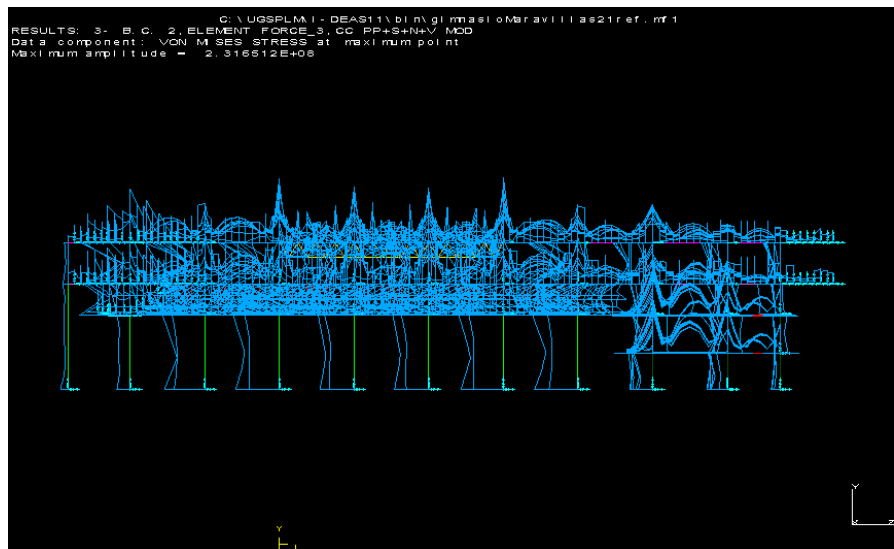


Tras el modelado de la estructura se procede al cálculo y a la obtención de resultados, prestando especial atención a las deformaciones y a las tensiones máximas. En esta estructura eran conocidas las secciones de los elementos estructurales principales, pero no todas las de los secundarios, de las que se conocía su tipo de sección pero no su dimensión exacta, por tanto estos elementos se han dimensionado mediante el cálculo.

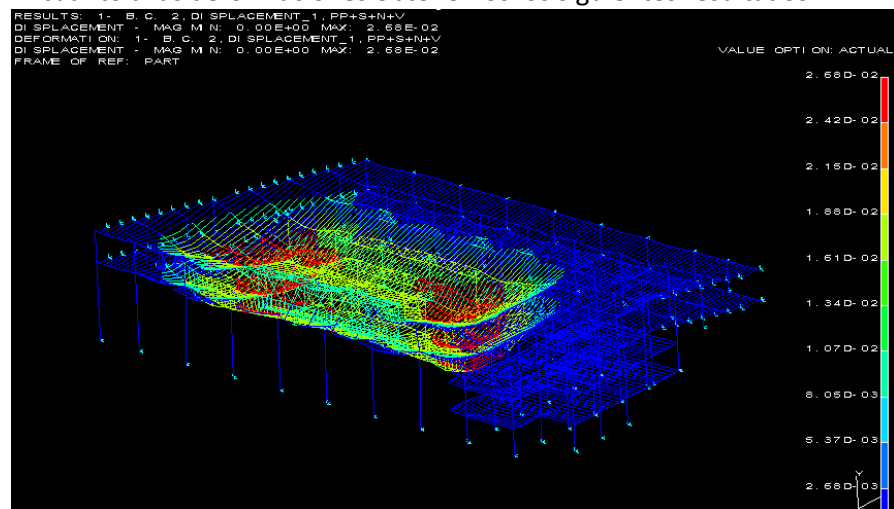
-Resultados

Los resultados se evalúan para dos comprobaciones distintas, resistentes y de servicio que suponen distintos estados de carga debido a que se aplican distintos coeficientes de mayoración en la cargas. En la comprobación de servicio se analizan las deformaciones y se corrobora que las flechas son admisibles, por otro lado la comprobación resistente confirma que la estructura se comporta en todo momento dentro de la zona elástica del material. Para ello se considera que la estructura está construida con un acero S275, cuyo límite elástico es 275 N/mm^2 , y al que se le aplica un coeficiente de seguridad de 1,15 según la normativa actual, resultando así que la tensión admisible para el acero será de 239 N/mm^2 .

A continuación se muestra el mapa de tensiones de Von Mises, del que deducimos la tensión máxima de la estructura. En este caso, en la combinación de esfuerzos más desfavorable es de 231,6 MPa, muy cercanos a los 239 MPa admisibles.



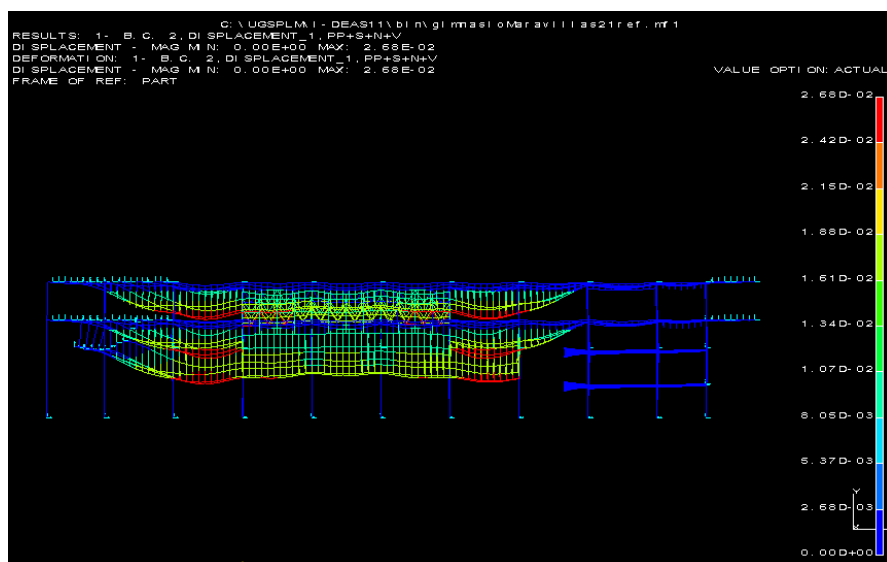
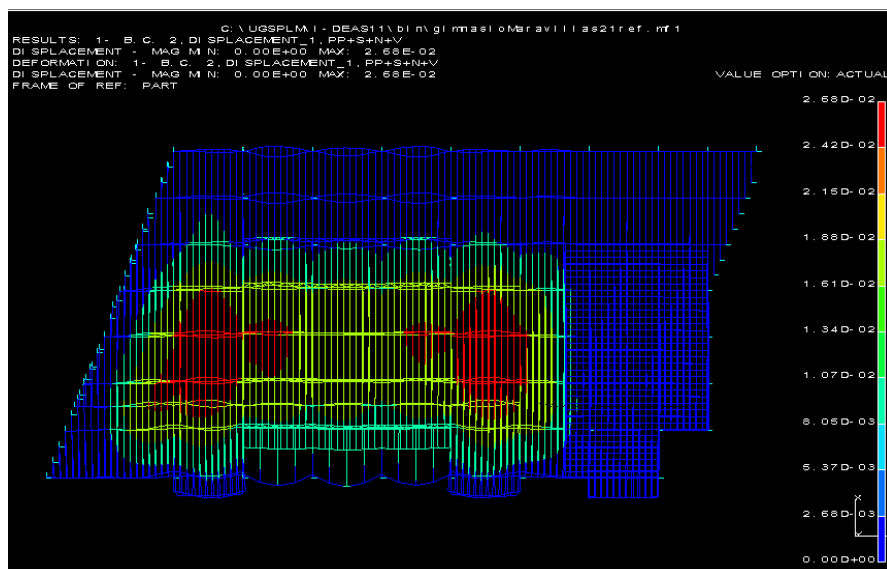
En cuanto a las deformaciones obtenemos los siguientes resultados:



En esta vista observamos cómo se deforma la estructura, siendo claramente las aulas entre cerchas las zonas con más flecha. Sobre todo las aulas extremas, ya que en estas no existe una continuación de la estructura longitudinal, y se absorben los momentos flectores mediante la deformación. Además esta es la zona de la estructura con mayor luz y mayor sobrecarga.



F.33, Deformación de un pórtico



Así la deformación máxima es de 2,68 cm. Teniendo en cuenta que la cercha cubre una luz de 20 metros, resulta una flecha 1/746 que es admisible y cumple las aptitudes para el servicio.

Se ha comprobado que esta es una estructura muy ajustada, trabajando todas las barras en un porcentaje importante de su tensión máxima admisible.

ESTRUCTURA Y MATERIA

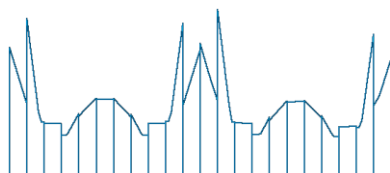
Tan solo mediante un vistazo al listado de las 23 secciones distintas de perfiles de acero que componen la urdimbre del Gimnasio Maravillas se vislumbra y entiende el contexto histórico y económico que apuntaba este trabajo, además de poner en duda la errónea creencia de que el proyecto solo es la extrusión de una sección transversal.

Un número tan elevado de perfilarias distintas nos demuestra a priori un cálculo y dimensionado estructural ajustado y optimizado, condicionado por el mayor coste del material que de la mano de obra. Ya que este tipo de construcción con perfiles compuestos y conformados en taller a medida requiere mucha más mano de obra que la utilización de perfiles normalizados, no obstante, de esta manera no es necesaria la utilización de tanto acero. Y esta idea que surgía a priori durante el estudio del proyecto se confirma mediante el cálculo, ya que la tensión máxima en la mayoría de elementos estructurales principales suele estar por encima de los 200MPa, trabajando la barra más solicitada a 231MPa, muy cercano a los 239MPa que se consideran admisibles para que el acero se comporte elásticamente.

El hecho de que la dimensión de los perfiles esté ajustada se corrobora rápidamente en el cálculo, cuando en un análisis sencillo de elementos barra muchos de los perfiles plastificaron en las uniones. Por ello esas barras se rigidizaron en las uniones simulando unos refuerzos que evidentemente existen, y se comprobaron en la estructura construida.

Por tanto se demuestra ésta como una gran obra de colaboración entre Alejandro de la Sota y Eusebio Rojas, el ingeniero, en la que las ideas y principios de Sota se calculan y construyen con precisión por Rojas. Lo que no resta mérito a Sota al entender el funcionamiento resistente de la sección y el concepto de inercia, como trata de alejar la masa resistente del centro de gravedad de las cerchas, resultando así la forma convexa. Así como el de arriostramiento al establecer la estructura secundaria perpendicular a la principal, y ser capaz de manejar ambas para adaptarse a las diferentes funciones que se alojan en cada pódico, entendiendo la estructura como un todo solidario y no la suma de distintas partes.

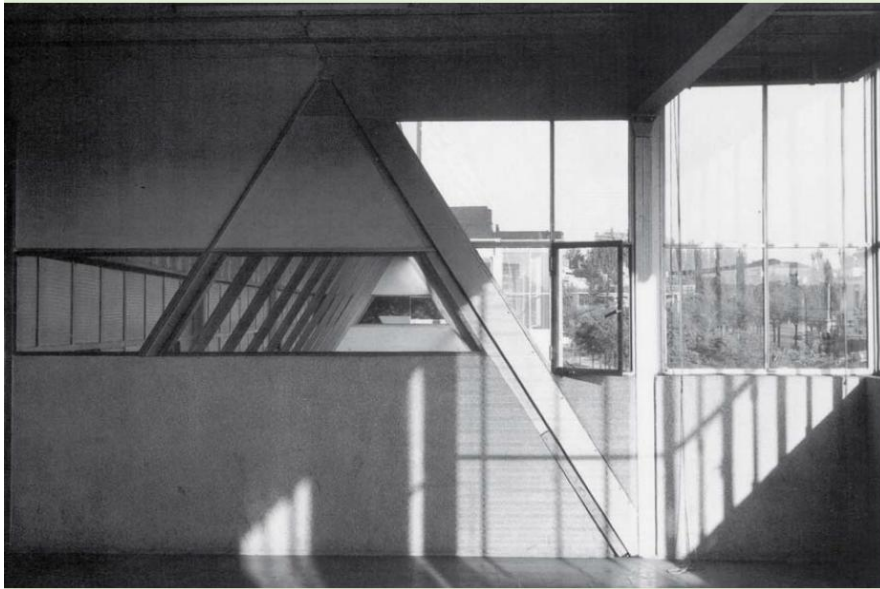
Así podríamos hablar de la estructura como la disposición de la materia resistente por el espacio, y como en el Gimnasio Maravillas al quedar descubierta nos permite entender cómo se soporta, cómo funciona el edificio, cómo se ordena y se divide. Así esta materia resistente pasa a formar parte de la expresión y la atmósfera de ese espacio, relacionándose directamente con la luz y los demás materiales constructivos, que podríamos calificar de distintas maneras según su



F.34, Diagrama de tensiones de Von Mises en una viga con tres apoyos y refuerzos en los mismos. Se observa como las tensiones disminuyen en los apoyos debido a que hay más cantidad de material resistente.

función, pero que en combinación entre todos, forman una obra de arquitectura que pretendía no tenerla.

En conclusión si la estructura es materia, la estructura es economía y la estructura es expresión de una idea, de un espacio y de un proyecto, como se demuestra en el Gimnasio del Colegio Maravillas.





JOSE DE ARZA GARCIA

ESTACIÓN DE SERVICIO LOS ENLACES

1961-64

JOSÉ DE YARZA GARCÍA

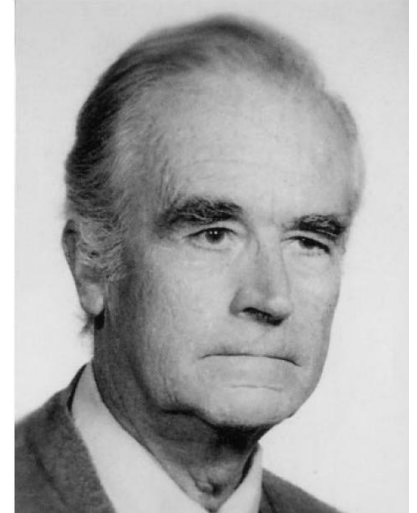
Arquitecto nacido en Zaragoza en 1907 y perteneciente a una ininterrumpida cadena familiar de arquitectos desde el siglo XVIII, dejando en Aragón, y sobre todo en Zaragoza, un importante legado.

Estudió arquitectura en Madrid y se graduó en el año 1933. Nada más acabar sus estudios se fue dos años a Alemania a estudiar los cursos de urbanismo ofrecidos por Hermann Jansen, con quien también trabajó. En 1941 fue nombrado como Arquitecto Jefe del Ayuntamiento de Zaragoza, puesto que ocupó hasta que se jubiló en 1973. En 1965 se le concedió un accésit en el Trofeo Ricardo Magdalena de la Institución de Fernando el Católico.

José de Yarza introdujo en Zaragoza la modernidad del norte de Europa, construyendo edificios singularmente avanzados en forma y concepto, manejando materiales contemporáneos e industriales.

Su carrera se desarrolló principalmente durante las décadas de los cuarenta, cincuenta y sesenta. En los primeros años cuarenta, en la España autárquica, se dedicó principalmente a la construcción de viviendas sociales en Zaragoza. Ya en los años cincuenta las condiciones sociales iban cambiando y así lo hicieron también sus encargos, entre donde destacan la construcción de nuevos espacios de ocio como cines o el Teatro Fleta por ejemplo. Luego en los años sesenta sus principales trabajos tenían que ver con la construcción de equipamientos como hoteles, colegios, o la estación que tratará este trabajo.

Su arquitectura se puede calificar como racionalista tanto en cuanto se dedica a resolver problemas de forma eficiente sin personalismos innecesarios, en la solución de problemas concretos encontraba la base de sus diseños. A la que se suman sus amplios conocimientos técnicos acordes a la vanguardia de su época, y que le permitieron hacer estructuras complejas como por ejemplo la cubierta de la capilla del Colegio de los Marianistas (1968) resuelta con un paraboloide hiperbólico de hormigón armado, siguiendo las investigaciones de Félix Candela en Méjico. Yarza entendía así la técnica como una disciplina interna del proyecto, y no como una demostración tecnológica con valor en sí mismo.



F.35, José de Yarza (1907 – 1995)



F.36, Cine Coliseo de Zaragoza, 1949.

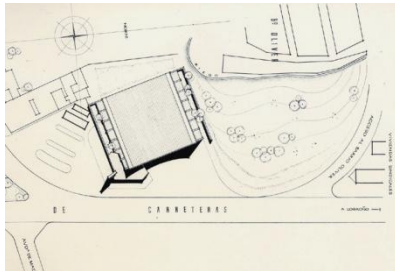


F.37, Teatro Fleta en Zaragoza, 1955

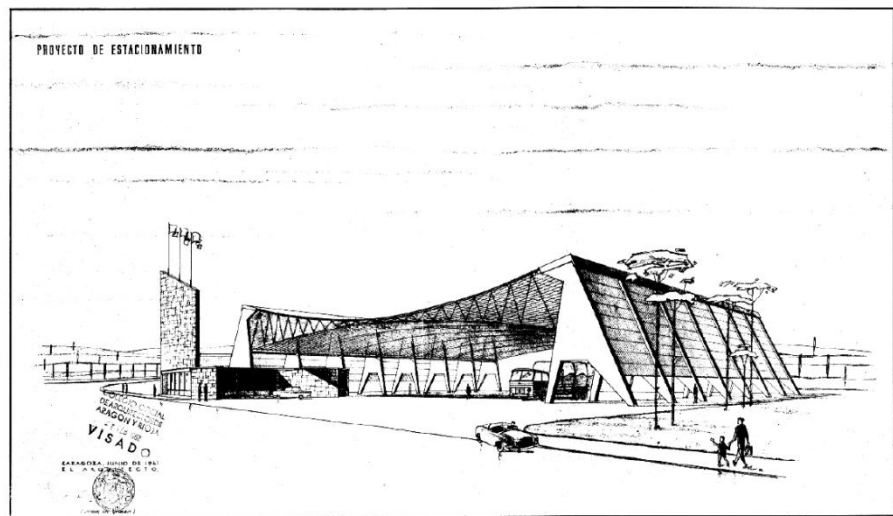
ESTACION DE SERVICIO LOS ENLACES, 1961-64

El edificio se situaba estratégicamente en uno de los puntos de intersección de las vías de acceso a la ciudad. Y se planteó como una ampliación a la gasolinera ya existente, construyendo una zona de aparcamiento para vehículos grandes y una pequeña cafetería.

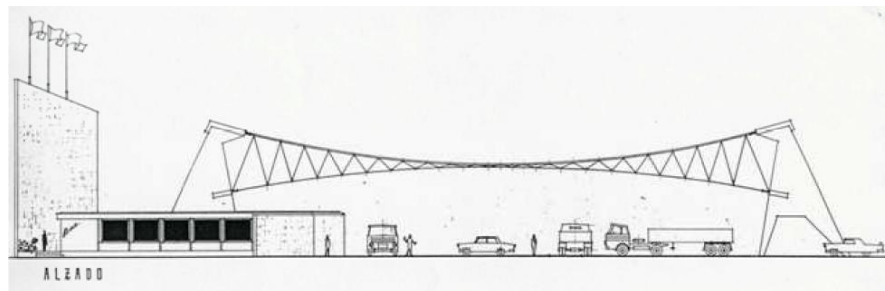
Debido al uso previsto se generó un gran espacio diáfano de 41,60 x 65,50 metros, abierto a la carretera de acceso para facilitar la maniobrabilidad a los grandes vehículos. Este espacio está cubierto por una ligera lámina sustentada sobre cables y colgada de una serie de pórticos de hormigón.



F.38, Plano de emplazamiento



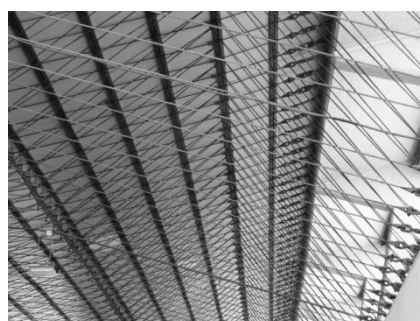
Estos pórticos de hormigón armado, de 40 cm de espesor, se separan modularmente cada 7 metros, y tienen un singular diseño en forma de pajarita, que obedece, a priori, al sistema de fuerzas que debe soportar. Sobre estas pajaritas se disponen dos vigas de relinga a distinta altura que atan todo el conjunto, y desde las cuales se reciben los esfuerzos provenientes de los cables galvanizados reforzados de 14,5mm de diámetro. Sobre este sistema de cables principal se dispone otro sistema de cables de menor sección (10mm) que atan el resto de cables entre sí. Para completar la construcción las cuerdas portantes, así como las tensoras, se anclan a las vigas mediante tensores.



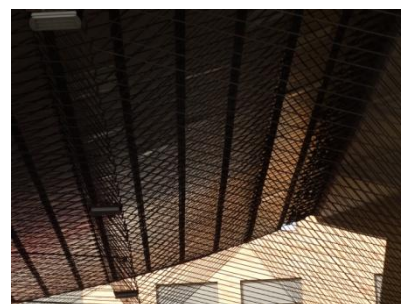
En resumen, el conjunto de cables portantes de la cubierta forma un plano catenario que soporta el peso propio de la misma y traslada los esfuerzos a la estructura de hormigón, pero de esta misma forma, es necesario el tejido de una contracatenaria en sentido inverso que absorba los esfuerzos de succión cuando sopla el viento, y unos cables de atado para el arriostramiento general.



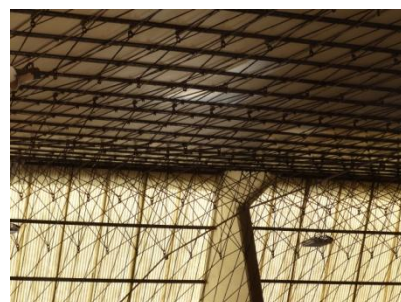
Se conforma así un sólido virtual de aire envuelto entre cables de gran interés visual y espacial, que no es más que la respuesta estructural a un problema. Como ya anunciaba Mies van der Rohe en 1923: “Nos interesa más liberar la práctica de la construcción del dominio de los especialistas de la estética, para volver a convertir la construcción en aquello que siempre ha sido: construir”. Y así lo entiende Yarza como seguidor de la modernidad, precisamente es en su ejercicio constructivo donde se alimenta el proceso del proyecto, poniéndose al servicio de intereses visuales.



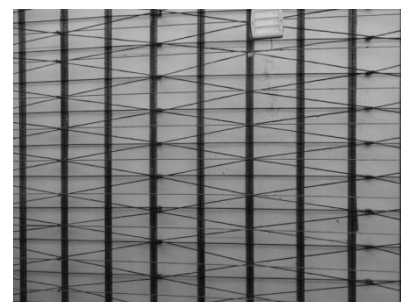
F.39, Estado actual de la Estación de los Enlaces.



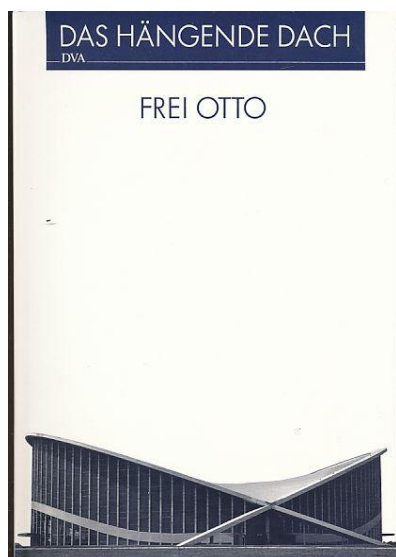
F.40, Sólido virtual conformado por el entramado de cables



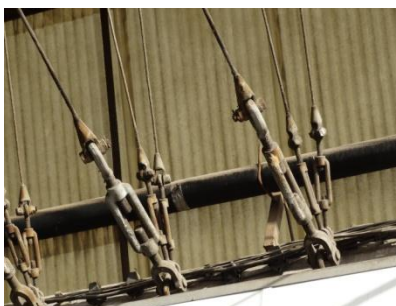
F.41, Estructura y luz



F.42, Vista perpendicular a la cubierta de la geometría dibujada por los cables



F.43, Portada del libro Das Hängende Dach escrito por Frei Otto

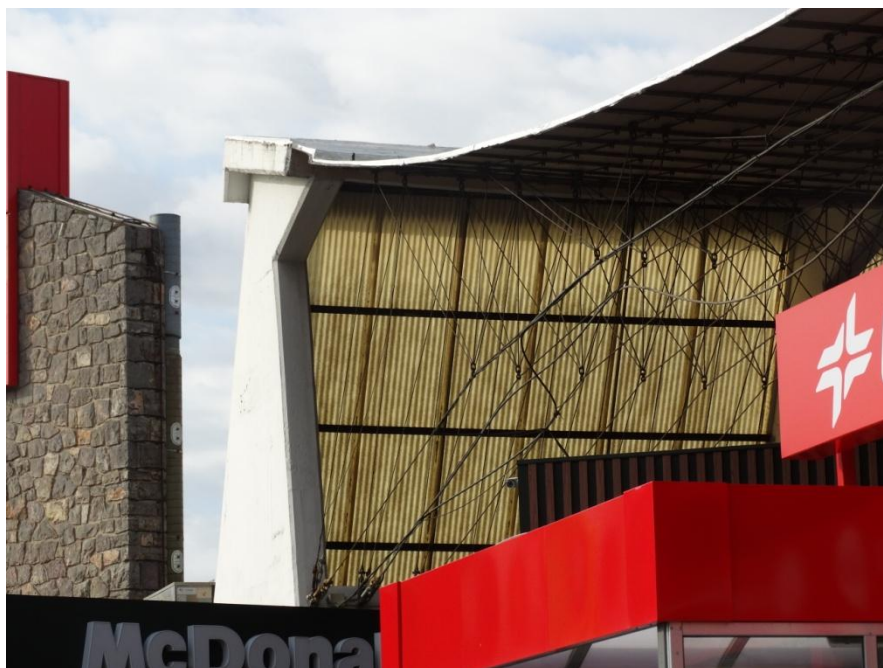


F.44, Detalle de los tensores

Yarza descubrió las estructuras colgantes a partir del libro de Frei Otto de 1954 “Das Hängende Dach”, que es un estudio muy completo y técnico sobre este tipo de estructuras, casi un manual, por eso Yarza fue capaz de resolver con maestría técnicamente el proyecto. Ya había utilizado previamente algunos proyectos con tensores, pero ninguno fue construido hasta la Estación de los Enlaces.

Por último esta red de cables recoge una cubierta de panel Novopan terminada en planchas de aluminio, conformando de esta manera un ligerísimo sistema de cubierta que solo pesa $24\text{Kg}/\text{m}^2$, cubriendo así una luz de más de 40 metros.

La otra parte del proyecto, la cafetería, presenta una planta estrellada que envuelve parte de la estructura de la estación por una de sus esquinas, y se alza verticalmente como contrapunto vertical a la composición y reclamo publicitario ante el tránsito de vehículos en la salida sur de la ciudad. Pero en este estudio no se tiene en cuenta este volumen, solo la estructura que soporta la cubierta principal.



En definitiva la estación resulta una obra de referencia de la modernidad en Zaragoza, que destaca por su concepto rotundo, su brillante solución estructural y su limpieza formal y compositiva.

CÁLCULOS

El cálculo se ha realizado según la misma metodología pero con algunas variaciones condicionadas por el tipo de estructura que se calcula. En este caso se ha modelado toda la estructura con elementos barra de acero para simular los cables y con elementos sólidos en tres dimensiones para dibujar los apoyos de hormigón y la cubierta. A los materiales introducidos se les ha dotado de las siguientes propiedades:

Acero

Módulo elasticidad del acero $E = 2,068 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

Coeficiente de Poisson $\nu = 0,29$

Módulo de cortante $G = 8,015 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Hormigón

Módulo elasticidad del hormigón $E = 2,86 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$

Módulo de cortante $G = 0 \text{ N/m}^2$

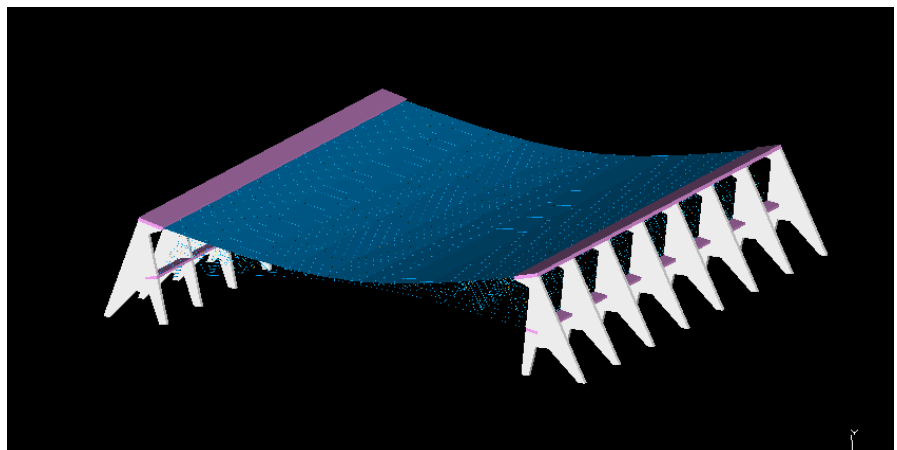
Cubierta de paneles Novopan y aluminio

Módulo elasticidad del aluminio $E = 7,0 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Coeficiente de Poisson $\nu = 0,28$

Módulo de cortante $G = 2,63 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

Las hipótesis de carga consideradas han sido el peso propio, sobrecarga de uso, nieve y viento, y se detallan en el Anexo, en este caso se han introducido como cargas distribuidas sobre la superficie de la cubierta.

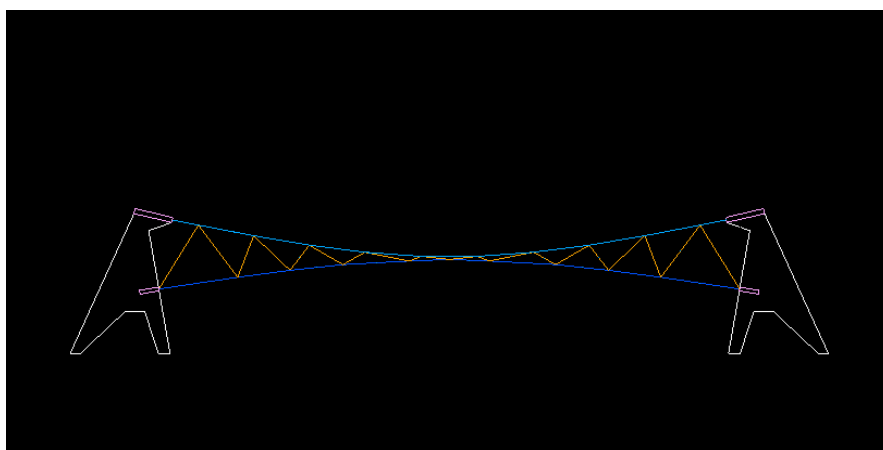


Pero esta estructura no se ha podido calcular completamente mediante el programa I-DEAS, ya que el programa no dispone de una función para modelar cables, no se puede establecer una barra sin rigidez. Por tanto el modelo es irreal en el momento en que el programa entiende los cables como barras rígidas sobre las que puede actuar la flexión y la compresión. Por tanto se ha descompuesto el cálculo en dos situaciones y en dos materiales. El hormigón se ha calculado mediante elementos finitos en I-DEAS, y los cables principales de acero se han calculado manualmente.

Entonces se ha realizado un modelo en el que solo aparece la estructura de hormigón, la cubierta y los cables principales que la soportan. Esto nos da un cálculo fiable de la estructura de hormigón, ya que aunque las tensiones en los cables no sean reales, la reacción a las cargas que los cables trasladan al hormigón sí que lo son. Esto es así porque aunque en los cables se simule flexión el enlace con el hormigón se modela articulado, como es en la realidad, y así no se trasladan los momentos flectores a las vigas de relinga, por tanto solo están traccionadas como en el caso real de carga. Este modelo se ha calculado en la hipótesis de peso propio y nieve que es la más desfavorable para los apoyos.

Por su parte los cables de acero principales, es decir, los que conforman la catenaria y la contractenaria, se han calculado a mano a partir de un cálculo simplificado. Así se ha asimilado el caso de la catenaria al de un arco parabólico triarticulado sometido a una carga uniformemente distribuida. Aunque en realidad todo cable tiene infinitas articulaciones, pero mediante esta suposición se puede calcular como un sistema isostático.

La catenaria se ha calculado en la situación de carga de peso propio más nieve como variable desfavorable, y la otra curva de cable se ha comprobado para la hipótesis de viento de succión y peso propio como carga permanente favorable. El cálculo se detalla en el Anexo.



-Resultados

Según los detalles de los planos de estructura originales que dibujó Yarza, para la Estación utilizó un hormigón con una resistencia de 210 Kg/cm^2 (21 MPa) al que se le aplica una minoración de resistencia por seguridad de 1,5. Por tanto la tensión admisible para el hormigón será de $1,4 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$. Por su parte los cables de acero colocados tienen una carga mínima de rotura de 140 Kg/mm^2 (1372 MPa) respecto a la que se dimensionan con un factor de seguridad de 2. Por tanto la tensión admisible para estos cables será de $6,86 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$. Así valoraremos las tensiones obtenidas respecto a estos valores máximos admisibles que se conocen de proyecto.

Tras el cálculo manual de los cables se han obtenido los siguientes resultados:

Catenaria 1 – cable $\phi 14,5 \text{ mm}$

Sección del cable $A = 165,1 \text{ mm}^2$

Axil $F = 94.007 \text{ N}$

Tensión $\sigma = 5,69 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$

Catenaria 2 – cable $\phi 10 \text{ mm}$

Sección del cable $A = 78,5 \text{ mm}^2$

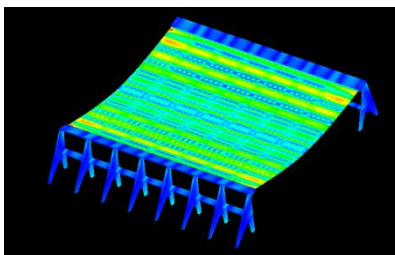
Axil $F = 32.176,2 \text{ N}$

Tensión $\sigma = 4,09 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$

Así queda demostrado que las tensiones en los cables son menores que la tensión admisible. Aunque es cierto que a esta tensión calculada habría que añadir el valor de la tensión provocada por los tensores que precargan la estructura para que mantenga su forma, pero como se observa le queda margen al material para sostener también esta precarga.

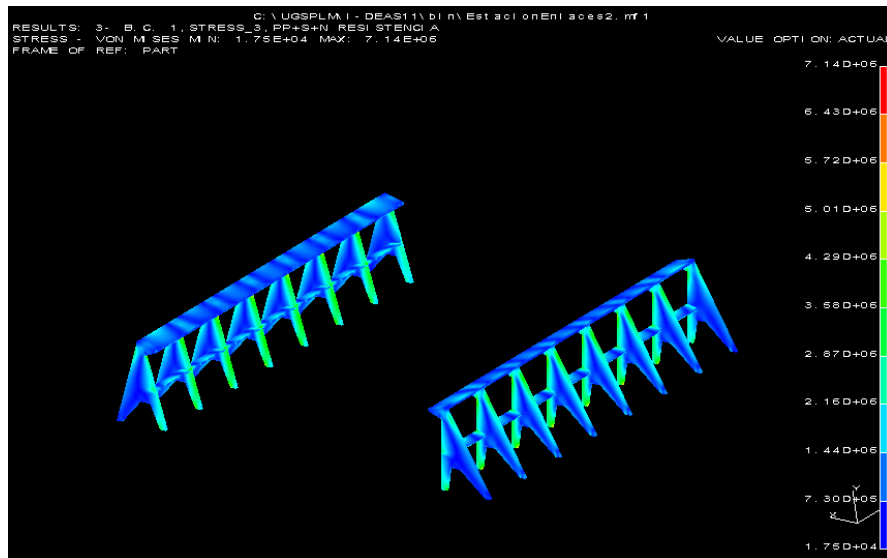
Por otro lado, el cálculo del hormigón se ha realizado informáticamente mediante elementos finitos. Y la tensión máxima obtenida ha sido $7,14 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$. Ésta se localiza en los puntos en los que la viga de relinga superior se ancla con la pajarita de hormigón, ya que es un punto de transmisión de cargas, provenientes de la cubierta y hacia el suelo.

En la siguiente imagen se representan las distribuciones de tensiones de Von Mises como valor absoluto, que nos demuestra que las mayores

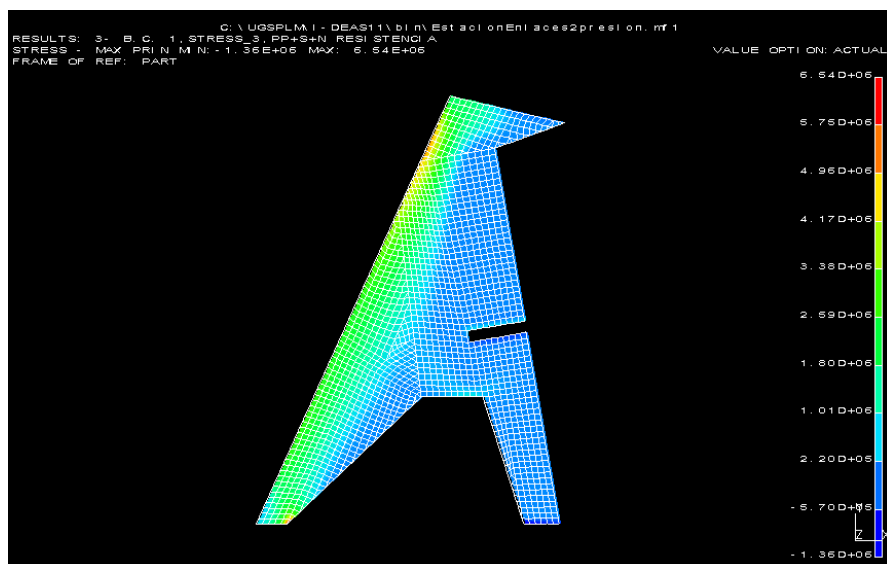


F.46, Mapa de tensiones de Von Mises en la estructura sólida completa

solicitaciones tienen lugar en los cantos de las pajaritas, así como en sus apoyos con el suelo.



Pero analizando las tensiones principales se entiende mejor el comportamiento de la forma estructural. En colores fríos se representan valores de compresión, y los colores cálidos indican la tracción. Así se demuestra como gran parte de la masa está comprimida, pero el lado exterior de la pajarita sufre grandes tracciones que deberán ser absorbidas por las armaduras de acero.



En la hipótesis de carga en la que aparece la succión del viento también aparecerían tracciones por el lado interior de la pajarita aunque de menor intensidad.

ESTRUCTURA Y GEOMETRÍA

La principal característica de la estructura de la Estación de los Enlaces es la relación directa que parece existe entre la forma y los esfuerzos soportados a través de la geometría. Podemos distinguir al respecto dos partes de la estructura, por un lado el tejido de cables que soporta la cubierta, y por otro las pajaritas de hormigón que llevan los esfuerzos al suelo.

El sistema de cables es un sistema estructural de forma activa, es decir que es un sistema estructural sin rigidez que transmite las cargas a través de una forma adecuada y una estabilización de la forma característica. En este tipo de estructuras los elementos solo están sometidos a esfuerzos normales, y como en este caso se trata de cables sin rigidez, éstos solo trabajarán a tracción. Además, cualquier variación de carga o de las condiciones de contorno afectará a la distribución de los axiles, y por tanto, a la forma funicular del cable. Por tanto el diseño de la estación consiste en la descomposición de los posibles esfuerzos y el lanzamiento de cables en la dirección de tracción de los mismos para intentar asegurar su estabilidad. Por eso aparece el segundo sistema de cables con forma de contracatenaria, para actuar cuando cambie la situación de carga sobre el sistema principal, por ejemplo cuando aparezca la succión del viento.

Así las formas activas desvían las fuerzas externas por las fuerzas axiales de tracción del cable dando como resultado una geometría funicular. Pero el mayor problema de estos sistemas para cubiertas se encuentra en sus extremos debido a que las tracciones llegan a los apoyos siempre con una componente horizontal que hay que contrarrestar. Por tanto el mecanismo de apoyo debe garantizar la desviación del flujo de fuerzas hacia el suelo, y este es el papel de las pajaritas de hormigón en la estación.



F.46, Imagen de los cables de la contracatenaria destensados, debido a que en el momento de la instantánea no había viento.

Como podemos observar tras el análisis por elementos finitos de las pajaritas, su diseño no es el más óptimo, aunque sí que responde a la idea intuitiva de desviación natural del flujo de fuerzas. El diseño no se considera óptimo porque la parte exterior de las pajaritas trabaja a tracción, esfuerzo para el que la resistencia del hormigón se considera nula, por tanto en esa zona solo trabajan las armaduras. Así parecería que lo más eficiente estructuralmente podría ser eliminar ese hormigón de recubrimiento y dejar solo el acero a modo de cable. Pero aquí aparece el diseño del arquitecto que prefiere dotar de mayor presencia, potencia visual y claridad conceptual a estos elementos, además de resultar constructivamente más sencillo. Pero no por esto se puede considerar

que los apoyos estén mal diseñados, solo es que no son lo más óptimos o eficaces posibles.

La Estación es así un ejemplo demostrado de que el diseño proyectual a través de la forma estructural, mediante una geometría estudiada a partir de los casos de carga, puede resultar no solo muy óptimo resistentemente, sino también de una gran calidad espacial y visual, más allá de la poética que pudieran sugerir los sistemas activos en los que son las condiciones físicas y del entorno las que generan y modelan el proyecto.



COMPARACIÓN DE LAS TRES OBRAS, APOYOS – INERCIA – TENSIÓN

El trabajo se ha planteado desde un principio para el estudio y comparación de tres obras distintas construidas en la misma época con un mismo material común, pero cada una de una tipología. Los tres proyectos se podrían considerar como espacios diáfanos, aunque la Iglesia de Almendrales no lo sea físicamente, sí que se puede considerar así espacialmente.

Cada proyecto tiene un tipo estructural distinto, que condiciona distintas formas de entrada de luz, y distintas sensaciones espaciales. Por ejemplo la Iglesia de Almendrales se basa en la repetición de un pequeño módulo estructural que conforma un bosque de finos pilares mientras permite la entrada de luz cenital. Por otro lado, los proyectos del Gimnasio y la Estación tienen estrategias distintas, porque aquí funcionalmente sí que es necesaria la liberación total del plano del suelo, así Sota opta por el mecanismo de la inercia de las cerchas, mientras que Yarza utiliza las formas activas de los cables para sustentar una ligera cubierta.

Así podríamos comparar las tres tipologías en términos materiales mediante estos ejemplos, aun sabiendo que cada proyecto responde a unas dimensiones, programas y cargas muy distintos, quizá nos permita entender en comparación la eficiencia de cada sistema estructural.

Para ello recurrimos a la pregunta que una vez le hizo Buckminster Fuller a un joven Norman Foster: ¿cuánto pesa su edificio señor Foster? A partir de esta reflexión Foster cambió su planteamiento sobre la arquitectura, buscando estructuras más ligeras y sostenibles, así por tanto, nosotros podríamos preguntarles a los señores Sota, García de Paredes y Yarza cuanto pesan sus edificios para continuar con la reflexión.

Los datos que aparecen en la siguiente tabla han sido obtenidos del programa I-DEAS, que los ha calculado a partir del modelo y las densidades de los materiales.

| | | Masa estructura [Kg] | Volumen estructura [m ³] | Superf. Construi da [m ²] | Volumen edificio [m ³] | m/S [Kg/ m ²] | Vt/Ve [m ³ _{aire} / m ³ _{mat.}] |
|------------------------|-------|----------------------------|--|---|--|---------------------------------|--|
| Iglesia de Almendrales | | 62.240 | 7,96 | 1.040 | 4.498 | 59,8 | 565,1 |
| Gimnasio Maravillas | | 327.100 | 41,83 | 4.550 | 22.683 | 71,8 | 542,2 |
| Estación los Enlaces | Acero | 26.600 | 3,40 | 2.725 | 28.800 | 9,7 | 8.470,5 |
| | Horm. | 924.500 | 369,80 | | | 339,2 | 77,8 |
| | Total | 951.100 | 373,20 | | | 349,0 | 77,1 |

Analizando los datos podemos observar que las tres estructuras tienen resultados muy diferentes, debido también a que cada proyecto tiene un tamaño distinto. Por tanto, para igualar un poco la situación de comparación se han hecho los cocientes entre la masa de estructura y la superficie construida, y la del volumen de la estructura en relación con el volumen del edificio que sustenta. Para poder conocer así la cantidad de acero que es necesario para cubrir un metro cuadrado en cada proyecto, y los metros cúbicos de aire que puede acoger un metro cúbico de acero según cada tipología, respectivamente.

Aun reconociendo la inutilidad del cálculo exacto de estos cocientes debido a que cada estructura responde a situaciones muy diferentes, si que podemos valorar los órdenes de magnitud y establecer una serie de conclusiones a partir de ellos.

Así, en la comparación entre las dos estructuras puras de acero, como son la iglesia y el gimnasio, observamos como la distribución de pequeños pilares es más eficiente que los mecanismos de inercia de las cerchas, aun recordando que la iglesia estaba mucho más sobredimensionada estructuralmente que el gimnasio, utiliza menos acero en relación con la superficie del proyecto.

En relación con las anteriores destaca la poca cantidad de acero que utiliza la cubierta de Yarza, que cubre el espacio con menos de 10 kilogramos de acero por metro cuadrado, esto demuestra la eficiencia de las estructuras de cables en formas activas, por lo menos en términos materiales. No obstante esta eficiencia material es mucho menor cuando evaluamos la estructura en conjunto, ya que el hormigón tiene mucha masa y volumen en relación con su resistencia. Basta comparar y ver como las pajaritas de la estación pesan casi el triple que toda la estructura del Gimnasio Maravillas. Debido a la presencia del hormigón, la Estación de los Enlaces tiene los peores valores en eficiencia material, entendida ésta como la relación entre cantidad de materia y espacio cubierto. Estos valores comparativos estarían más distanciados aun si tuviéramos en cuenta las cimentaciones, ya que un mayor peso de la estructura superior supone una mayor superficie de cimentación, y por tanto más material.

Como conclusión de esta comparación se puede valorar el interés de las estructuras ligeras, y la mayor eficiencia en general de las luces pequeñas, así como la gran ventaja que el acero tiene sobre el hormigón en términos resistentes y materiales, y por tanto de sostenibilidad.

CONCLUSIONES

Más allá de las posibles conclusiones extraídas de cada una de estas obras o de su comparación común, se pueden extraer otra serie de afirmaciones o preguntas en términos más generales y abstractos para poder definir una posición propia respecto a la relación entre la arquitectura y su estructura.

La primera sería hablar sobre qué papel debe tener la estructura en el proyecto, desde una función muy relevante como definición del proyecto hasta una función meramente como soporte constructivo y sin ningún otro valor añadido. A priori, ninguna postura tiene por qué ser mejor que la otra, pero las tres obras estudiadas nos demuestran que la estructura puede ser mucho más que un mero soporte y que forma una parte esencial del proyecto, y que como tal se relaciona con las demás funciones y cualidades del mismo.

Así este trabajo ha analizado cada obra y su estructura en relación con la construcción, la materia y la geometría respectivamente, siendo éstas cualidades definitorias del proyecto. Pero al hablar de construcción también se hace de función e imagen, al hacerlo de materia se hace de resistencia y economía, y al hablar de geometría indudablemente se habla también de forma, espacio y luz. Por tanto en una obra coherente como las estudiadas, la estructura participa como una herramienta más de proyecto que se preocupa de tantos problemas como le son requeridos.

Además esta arquitectura se manifiesta coherente con su contexto, en el sentido que incorpora la economía material y de medios como máxima en la definición del proyecto, siendo así responsable con su contexto social inmediato. Pero hoy en día existen nuevas preocupaciones en relación con la economía o eficacia material más allá del dinero, hoy en día se relaciona también con el concepto de sostenibilidad en un sentido muy amplio, desde la huella ecológica de los materiales al consumo energético del edificio. Y en esta nueva variable que debe asumir la arquitectura del presente y del futuro puede tener un papel muy relevante la estructura metálica, ya que como se ha demostrado es capaz de construir edificios mucho más ligeros, además de ser por lo general más rápidos de construir y tener mayor facilidad para adaptarse a procesos industriales de prefabricación.

Así en definitiva, ha quedado demostrado el interés de incorporar la estructura como parte del desarrollo de proyecto conociendo su naturaleza y su funcionamiento, pudiéndola dotar de mucho más valor que solamente el resistente y así acercarnos a la meta de hacer lo máximo con lo mínimo.



F.47, Alejandro de la Sota sentado sobre una viga-puente durante la construcción del Gimnasio Maravillas.

BIBLIOGRAFÍA

- AV Monografías nº68, Alejandro de la Sota. 1997
- AV Monografías nº113, Spain builds. 2005
- Azpilicueta Astarloa, Enrique. *La construcción de la arquitectura de postguerra en España (1939-1962)*. Tesis doctoral por la Universidad Politécnica de Madrid.
- Cabeza Gozález, Manuel. *Criterios Éticos en la Arquitectura Moderna Española. Alejandro de la Sota – Francisco Javier Sáenz de Oíza*. Tesis doctoral por la Universidad Politécnica de Valencia. 2010.
- Capitel, Antón – *Arquitectura del siglo XX. España*. Tanais Ediciones. Madrid, 2003
- Colegio Oficial de Arquitectos de Granada - *José María García de Paredes en Granada (1962-1990)*
- Documentos de Arquitectura nº22, *José María García de Paredes*
- García de Paredes, Ángela. “*Arquitectura y religión*” En: AACC 10 Arquitecturas contemporáneas. 2011. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad de Navarra.
- Hernández Soriano, Ricardo. *García de Paredes. Maestro contemporáneo*.
- Hernández Pezzi, Carlos – *José María García de Paredes*. Málaga 1992. Colegio de Arquitectos de Málaga.
- Labarta Aizpún, Carlos – *Modernidad en la arquitectura zaragozana del s.XX. La ciudad de Zaragoza, 1908-2008*. XIII Coloquio de Arte Aragonés
- Labarta Aizpún, Carlos; Alfaro Lera, José Antonio. *Proyecto, docencia e investigación: construcción y visualidad en dos cubiertas, Zaragoza, 1964*.
- Laborda Yneva, J. *Guía de arquitectura Zaragoza*. 1995
- Monterola Armisen, Javier. “*La estructura resistente en la arquitectura actual*”. Informes de la construcción. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad de Navarra. 1998
- Navarro Baldeweg, Juan. *Alejandro de la Sota construir, habitar*
- Olmos Gomez, Victor. *Vivencias y divisiones, el Gimnasio Maravillas de Alejandro de la Sota*. Tesis doctoral por la Universidad Politécnica de Madrid. 2010

-Perles, Pedro. *Temas de estructuras especiales*. Ed. Nobuko 2007

- Pozo, José Manuel; et al. *Los años 50: La arquitectura española y su compromiso con la historia*. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Navarra

-Ros García, José Manuel. *"Análisis constructivo aplicado"*. En: *Construautores*

-Sánchez Lampreave, Ricardo. *"García de Paredes, Iglesia en Almendrales"*. En: *Los brillantes 50, 35 proyectos*. Pamplona. T6 Ediciones, 2004.

REFERENCIA DE IMÁGENES

F.1, F.2, F.11, F.12, F.13, F.16, F.17, F.18, F.20, F.21, F.33, F.39, F.40, F.41, F.42, F.44, F.46, así como todas las imágenes de cálculos y las fotografías de la Iglesia de Almendrales y la Estación de los Enlaces - Imágenes propias

F.3 - losojosdehipatia.com

F.5 – historiaconminusculas.blogspot.com

F.6 – lne.es

F.7, F.10, F.14, F.15 – *Los brillantes 50: 35 proyectos*

F.8, F.9 – *AACC 10*

F.19 – *Construautores*, José Manuel Ros

F.22 – archivo.alejandrodelaSota.org

F.23 – afasiaarchzine.com

F.24, F.25, F.28, F.29, F.30, F.47 – Tesis doctoral *Vivencias y divisiones, el Gimnasio Maravillas* de Víctor Olmos

F.27, F.31, F.32 – Fundación Alejandro de la Sota

F.35, Martínez Verón, Jesús. *Arquitectos en Aragón, diccionario histórico*

F.38, F.45 – Registro del Ayuntamiento de Zaragoza

ANEXO

| | |
|---|----|
| CARGAS SOBRE LA IGLESIA DE ALMENDRALES | 51 |
| CARGAS SOBRE EL GIMNASIO MARAVILLAS | 52 |
| CARGAS SOBRE LA ESTACIÓN DE LOS ENLACES | 53 |
| CÁLCULO DE LOS CABLES DE LA ESTACIÓN DE LOS ENLACES | 54 |

CARGAS SOBRE LA IGLESIA DE ALMENDRALES

En principio todas las cargas se han introducido según el DB-SE-AE, así como sus combinaciones y coeficientes de mayoración.

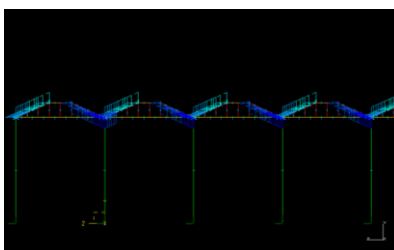
El programa I-DEAS ya considera el peso propio de los elementos estructurales a partir de su volumen y su densidad, pero hay que introducir las cargas generadas por los demás elementos constructivos. En el caso de la iglesia hay dos partes de cargas diferenciadas, la cubierta y el forjado intermedio del baptisterio.

Así, tras la investigación, se ha considerado una cubierta ligera metálica recubierta por chapa de acero hacia el exterior y vitrofib al interior. Esto supone considerar una carga distribuida de $1,02\text{KN}/\text{m}^2$ que se reparte entre las correas de la cubierta.

Por otro lado, el forjado intermedio está formado por bovedillas de hormigón de $10\times 60\times 20\text{cm}$, una capa de compresión de hormigón de 5cm , una capa de mortero de cemento y embaldosado, lo que supone una carga distribuida de $3,4\text{KN}/\text{m}^2$.

Las sobrecargas de uso también se diferencian entre estas dos zonas según el DB-SE-AE, La cubierta se considera una zona G1, como cubierta ligera accesible solo para conservación [$0,4\text{ KN}/\text{m}^2$], y sobre el forjado se supone una sobrecarga C3 como zona de libre movimiento [$5\text{ KN}/\text{m}^2$].

La nieve se ha calculado también según el CTE actual mediante la expresión $q_n = \mu \cdot S_k$, siendo μ el coeficiente de forma que se considera 2 debido a que la forma de la cubierta permite la acumulación de nieve. Mientras, S_k es un coeficiente geográfico que tiene en cuenta la cantidad de nieve que puede caer en un determinado lugar, en el caso de Madrid se considera $0,7\text{ KN}/\text{m}^2$, de lo que resulta una carga de nieve distribuida de $1,4\text{ KN}/\text{m}^2$ sobre la cubierta.



Dirección de las cargas de viento, barlovento y sotavento, perpendiculares a la estructura.

La suposición del viento es distinta en el caso de la Iglesia de Almendrales ya que el viento incide sobre el muro de ladrillo perimetral que es autoportante, y por tanto no incide sobre la estructura metálica salvo en la cubierta. Pero por la forma de esta cubierta no se considera de aplicación el DB-SE-AE ya que éste está más enfocado a la construcción residencial e industrial habitual de volúmenes paralelepípedos. Por tanto se ha considerado una presión dinámica de viento de $750\text{ N}/\text{m}^2$, con los coeficientes correspondientes (+0,8 en barlovento y -0,4 en sotavento) considerados según el Eurocódigo1.

Así la situación de carga más desfavorable resulta aquella en la que se suman todas las acciones variables, siendo la nieve la dominante.

CARGAS SOBRE EL GIMNASIO MARAVILLAS

Como se ha explicado antes, el peso propio de la estructura lo calcula el propio programa, pero a este hay que añadirle el peso propio de los elementos constructivos. Así se han considerado los dos tipos de forjados que aparecen sobre la estructura metálica del Gimnasio. Ambos responden a una misma tipología de bovedilla de Viroterm sobre la que se extiende una capa de hormigón. La diferencia entre los forjados, el de las aulas y el del patio de juegos, es que tienen distinto espesor sus capas de hormigón, siendo de 4cm la primera, y de 10cm la segunda. Los pesos se han calculado a partir de las densidades de los materiales resultando unas cargas de $3,40\text{KN}/\text{m}^2$ en las aulas, y $3,90\text{KN}/\text{m}^2$ en el patio.

Además se ha considerado una sobrecarga de tabiquería sobre todos los forjados intermedios que conforman las aulas y los espacios de circulación de $1\text{KN}/\text{m}^2$.

Como sobrecargas de uso se han considerado cuatro zonas:

- C2, Zonas de asientos fijos, (aulas) – $4\text{KN}/\text{m}^2$
- C3, Zonas de libre movimiento (pasillos) - $5\text{KN}/\text{m}^2$
- C4, Zona destinada a actividades físicas (cubierta) - $5\text{KN}/\text{m}^2$
- A2, Trasteros (bodegas) - $3\text{KN}/\text{m}^2$

Pero estas sobrecargas se han reducido en función de la superficie cargada según la Tabla 3.2 del DB-SE-AE. Así las cargas sobre la cubierta y los pasillos se han reducido por un factor 0,7 por tener más de 100m^2 , y las aulas y las bodegas por 0,8, al tener una superficie tributaria comprendida entre 50 y 100m^2 .

Por otro lado, la carga de nieve se ha calculado según la expresión $q_n = \mu \cdot S_k$, siendo μ el coeficiente de forma que se considera 1 para las cubiertas planas, y S_k es 0,7 para Madrid. Así la carga de nieve resultante es de $0,7\text{KN}/\text{m}^2$.

Por último el viento se ha calculado según la expresión del CTE:

$q_e = q_b \times c_e \times c_p = 0,5 \times 1,7 \times 0,7 = 0,6\text{KN}/\text{m}^2$. Todos los datos de la expresión han sido sacados de las tablas del DB-SE-AE según los condicionantes externos del edificio, en este caso estar situado en un entorno con aspereza IV (zona urbana en general, industrial o forestal) y tener una esbeltez de 0,5. Para el cálculo solo se ha considerado la acción del viento sobre la fachada longitudinal, ya que es la única expuesta al aire.

CARGAS SOBRE LA ESTACIÓN DE LOS ENLACES

En este caso el peso propio de la cubierta se ha tenido en cuenta de distinta forma según el método de cálculo. Como se ha modelado en elementos finitos con sus propiedades, el mismo programa ha tenido en cuenta su peso. Pero por otro lado, para el cálculo que se ha hecho manualmente de los cables de la estructura se ha considerado el peso que José de Yarza apuntó en sus planos de estructura, allí consideraba que su cubierta de panel Novopan pesaba $24\text{Kg}/\text{m}^2$.

La única sobrecarga que se puede considerar para esta estructura es la correspondiente al acceso para mantenimiento (G1) que se valora en $0,4\text{KN}/\text{m}^2$.

A continuación se calcula la carga de nieve según el CTE, siendo el valor μ igual a 2 porque debido a la geometría de la cubierta se impide el deslizamiento de la nieve. Por otra parte el coeficiente S_k para Zaragoza es $0,5\text{KN}/\text{m}^2$. Así resulta una carga de nieve de $1\text{KN}/\text{m}^2$. Cabe señalar que según los apuntes de José de Yarza, él consideró una carga de nieve de $70\text{Kg}/\text{m}^2 = 0,7\text{KN}/\text{m}^2$.

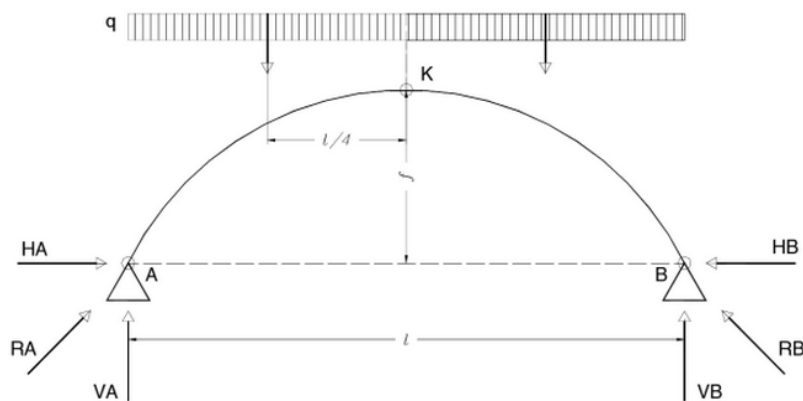
Debido que la carga de nieve es más desfavorable que la sobrecarga y que éstas son incompatibles en una combinación de cargas lógica, como así se corrobora en la tabla 4.2 del DB-SE, se elimina la sobrecarga del cálculo.

Por último la carga de viento se ha determinado a partir de la misma expresión $q_e = q_b \times c_e \times c_p = 0,45 \times 1,334 \times (-0,9) = -0,54\text{KN}/\text{m}^2$. Los valores de la ecuación se han obtenido del DB-SE-AE, considerando la cubierta como similar a una cubierta invertida a dos aguas, y el valor se corresponde con la situación en la que el viento va en dirección paralela a los pórticos, porque es en esta cuando se provoca la mayor succión (Tabla D6a DB-SE-AE).

CÁLCULO DE LOS CABLES DE LA ESTACIÓN DE LOS ENLACES

Como ya se ha explicado en el trabajo, los cálculos de los cables de las catenarias se han hecho manualmente a partir de su geometría inicial y las cargas a las que se someten. Como cada catenaria trabaja durante una situación de carga diferente, se han independizado los cálculos. Así la catenaria principal está solicitada ante las acciones de peso propio y nieve, y la contracatenaria actúa frente a la succión del viento minorada por el peso propio de la cubierta. Así se comprueban las secciones de estos cables ya conocidas.

Para el cálculo se ha asimilado el caso de la catenaria al de un arco parabólico triarticulado sometido a una carga uniformemente distribuida. Aunque en realidad todo cable tiene infinitas articulaciones, pero mediante esta suposición se puede calcular como un sistema isostático.



El axil del cable será igual a la reacción en los apoyos, por tanto a partir de su valor y la sección del cable se puede calcular la tensión en el mismo. Para conocer las reacciones se establecen las ecuaciones de equilibrio global y de momentos respecto a la articulación K, y se obtienen las siguientes expresiones:

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$H_A = H_B = \frac{q \cdot l^2}{8f}$$

Siendo la reacción la hipotenusa del triángulo de vectores, y por tanto se puede obtener por Pitágoras:

$$R_A = R_B = \sqrt{V_A^2 + H_A^2}$$

Estas ecuaciones dependen de la geometría de la curva (flecha y longitud), y como las dos catenarias son simétricas tienen los mismos valores. La longitud en proyección horizontal de los cables es de 41,8 metros, y la flecha respecto a la línea que une los apoyos es de 2,75 metros. Además hay que tener en cuenta la separación entre cables para transformar las cargas superficiales en lineales, en ambos casos es de 63 cm.

Según los planos de estructura generados por Yarza, los cables de su estación tienen una carga mínima de rotura de 140 Kg/mm^2 . A este tipo de elementos se le suele aplicar un coeficiente de seguridad de 2, por tanto la tensión admisible para estos cables es de $6,86 \text{ e}^8 \text{ N/m}^2$.

A partir de estos valores se procede al cálculo:

-Catenaria 1. 1,35PP + 1,5N

Aplicando los coeficientes parciales de seguridad a las cargas previamente descritas, resulta una carga sobre la cubierta de $1,817 \text{ KN/m}^2$, que equivalen a una carga lineal de $1144,7 \text{ N/m}$ sobre cada cable. Aplicando esta carga a las ecuaciones anteriores se obtiene un axil en el cable de 94.007 N .

Por otro lado se conoce la sección de los cables de esta catenaria, $14,5 \text{ mm}$, cuyo área es $A = \pi d^2/4 = 165,11 \text{ mm}^2$. Así conociendo el axil y el área se determina la tensión en el cable:

$$\sigma = \frac{R}{A} = 5,69 \text{ e}^8 \text{ N/m}^2$$

-Catenaria 2. -0,8PP + 1,5V

Aplicando los coeficientes parciales de seguridad a las cargas previamente descritas, resulta una carga sobre la cubierta de $0,621 \text{ KN/m}^2$, que equivalen a una carga lineal de $391,8 \text{ N/m}$ sobre cada cable. Aplicando esta carga a las ecuaciones anteriores se obtiene un axil en el cable de $32.176,2 \text{ N}$.

Por otro lado también se conoce la sección de los cables de esta catenaria, 10 mm , cuyo área es $A = \pi d^2/4 = 78,54 \text{ mm}^2$. Así conociendo el axil y el área se determina la tensión en el cable:

$$\sigma = \frac{R}{A} = 4,09 \text{ e}^8 \text{ N/m}^2$$

Así se ha comprobado la resistencia de los dos tipos de cables instalados.

