

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

TRABAJO FIN DE GRADO

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA



ESTRUCTURAS DE GRANDES LUCES
ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL 'GIMNASIO MARAVILLAS'
DE ALEJANDRO DE LA SOTA

AUTOR
ENRIQUE RODRIGUEZ ELVIRA

TUTOR
GAMALIEL LOPEZ RODRÍGUEZ

CONVOCATORIA SEPTIEMBRE 2015

ESTRUCTURAS DE GRANDES LUCES
ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL
'GIMNASIO MARAVILLAS' DE ALEJANDRO DE LA SOTA

ARQUITECTURA, ESTRUCTURA, EVOLUCIÓN, GRANDES LUCES, OPTIMIZACIÓN

architecture, structure, evolution, large dimension, optimization

RESUMEN

El presente trabajo de investigación analiza la estructura del 'Gimnasio Maravillas', una de las obras más representativas de la arquitectura moderna española realizada por el arquitecto don Alejandro de la Sota entre los años 1960 y 1962, con el objetivo principal de determinar el grado de eficacia de la solución adoptada.

Este gimnasio contiene un volumen diáfano denominado habitualmente en el campo de la arquitectura e ingeniería como espacio de grandes dimensiones. Este tipo de espacios requieren por lo general un tipo de estructura particular para salvar las importantes luces que salvan.

Se ha revisado el estado del arte actual sobre la evolución de las soluciones empleadas para la cobertura de estos grandes espacios en la arquitectura, desde la construcción adintelada pétreo egipcia, pasando por el sistema abovedado romano y llegando hasta las soluciones híbridas actuales en acero, madera y hormigón armado, proponiendo una clasificación tipológica de acuerdo a la geometría y material empleado en su formalización.

Una vez ordenados los antecedentes se ha estudiado la geometría y el diseño de la estructura proyectada por don Alejandro de la Sota, se ha comprobado su respuesta estructural mediante análisis manual y por ordenador, y se ha contrastado con otro tipo de soluciones similares con el fin de establecer su idoneidad tanto estructural, como funcional, estética y espacial.

Los resultados obtenidos han permitido confirmar que la solución adoptada por el arquitecto para cubrir el gimnasio es muy eficaz estructuralmente, además de la ya contrastada idoneidad espacial y funcional.

SUMMARY

The following research work analyzes the “Gimnasio Maravillas” structure, one of the most representative works of Spanish modern architecture executed by the architect Mr. Alejandro de la Sota between the years 1960 and 1962, with the main objective of establishing the effectiveness grade of the solution adopted.

This gym contains a diaphanous volumen called usually in the architecture's and engineer's field as a large dimension space. This kind of spaces require in general a particular kind of structure for saving the important lengths they save.

It has been revised the actual art about the evolution of the solutions adopted for the coverage of these great architecture spaces, since the linted Egyptian construction with stone, passing through the domed Roman system until the actual hybrid solutions in Steel, Wood or concrete, proposing a typological classification due to the geometry and the material employed in its formalization.

Once ordered the background it has been studied the geometry and the structure design projected by Mr. Alejandro de la Sota, it has been proved his structural answer by a manual and computerized analysis, and it has been checked with other kind of solutions with the final purpose of establishing both its structural, functional, aesthetic or spatial suitability.

The result obtained has confirmed that the solution adopted by the architect to cover the gym is very effective structurally, aside from the proven spatial or functional suitability.

ÍNDICE

ÍNDICE	13
A. INTRODUCCIÓN	21
A.1. OBJETIVOS.....	23
B. ESTADO DEL ARTE	27
B.1. EVOLUCIÓN HISTÓRICA.....	27
B.1.1. Primeros pasos (s.XXX a.C. – s.XVII)	27
B.1.2. Nuevas técnicas y materiales (s.XVIII – s.XX).....	34
B.1.3. Desarrollo en la actualidad.....	41
B.2. LA GEOMETRÍA COMO RECURSO ESTRUCTURAL	43
B.2.1. Arco.....	43
B.2.2. Viga de alma llena.....	44
B.2.3. Cercha.....	47
B.2.4. Vigas en celosía.....	49
B.2.5. Estructuras superficiales	53
B.2.6. Otras estructuras: membranas.....	56
C. EL GIMNASIO MARAVILLAS	59
C.1. ALEJANDRO DE LA SOTA: ARQUITECTURA	59
C.2. LA SOLUCIÓN 'LÓGICA' DE LA SECCIÓN	61
C.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	64
C.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL GIMNASIO MARAVILLAS	66
C.4.1. Evaluación de cargas.....	66
C.4.2. Modelo de cálculo	67
C.4.3. Análisis de diferentes variaciones.....	68
C.4.3.1. Modelo 1: Estructura original	68
C.4.3.2. Modelo 2: cargas repartidas en todos los nudos.....	69
C.4.3.3. Modelo 3: adición de los montantes que faltan	70
C.4.3.4. Modelo 4: variación del canto	71
C.4.3.5. Modelo 5: variación del nº de celdas	72
C.4.3.6. Modelo 6: perfil HEB.....	74
C.4.3.7. Modelo 7: cambio de geometría (viga Pratt).....	75
C.4.3.8. Modelo 8: cambio de material.....	76
C.4.4. Comparación de modelos	77
D. CONCLUSIONES	83
E. BIBLIOGRAFÍA	87

INDICE DE FIGURAS

Fig 1. Templo de Luxor, Egipto	27
Fig 2. Partenón, Grecia	27
Fig 3. Santa Sofía, Antemio de Tralles + Isidoro de Mileto_Estambul, Turquía (siglo VI)	28
Fig 4. Panteón de Agripa _ Roma, Italia (siglo II).....	29
Fig 5. Esquema bóveda de crucería.....	29
Fig 6. Bóvedas de crucería de la Catedral de Ávila	29
Fig 7. Santa María del Fiore, Brunelleschi _ Florencia, Italia (1416)	30
Fig 8. Puente sobre el río Cismone	30
Fig 9. Primera basílica de San Pedro.....	31
Fig 10. Basílica de Fanum, Vitruvio.....	31
Fig 11. Sección y esquema estructural de Nôtre Dame _ París, Francia (1163-1345)	32
Fig 12. Catedral de Saint Étienne _ Bourges, Francia (1195-1230)	32
Fig 13. Westminster Hall _ Londres, Reino Unido (1399)	32
Fig 14. Arco escarzano de madera, Philibert de l'Orme.....	33
Fig 15. Teatro Sheldonian, Christopher Wren _ Oxford, Inglaterra (1662)	33
Fig 16. Sala de ejercicios de Moscú, Agustín Betancourt _Moscú (1818).....	33
Fig 17. Puente de Triana _ Sevilla, España (1852).....	34
Fig 18. Coalbrookdale _ Ironbridge, Reino Unido	34
Fig 19. Ejemplos de puentes para el ferrocarril del siglo XIX en EEUU	35
Fig 20. Galería V.Emanuelle II _ Milán, Italia (1877).....	35
Fig 21. Torre Eiffel _ París, Francia (1889)	35
Fig 22. Esquema de introducción de un cable para una pieza de hormigón pretesada	36
Fig 23. Esquema de una pieza de hormigón postesada	36
Fig 24. Centro de Estudios Hidrográficos, Miguel Fisac_ Madrid, España (1960)	37
Fig 25. Basílica de Lourdes, Eugène Freyssinet _ Lourdes, Francia (1958)	37
Fig 26. 'Paragüas' , Félix Candela.....	38
Fig 27. Restaurante Los Manantiales, Félix Candela _ Xochilmico, México (1958)	38
Fig 28. Museo de Arte Kimbell, Louis Kahn_ Texas, EEUU (1972)	38
Fig 29. Frontón Recoletos, Eduardo Torroja + Secundino Zuazo_ Madr, España (1935).....	39
Fig 30. Mercado de Algeciras, Eduardo Torroja _ Algeciras, España (1935)	39
Fig 31. Estadio Fair Arena _ Raleigh, EEUU (1952)	40
Fig 32. Estadio de Montevideo, Mondino + Viera _ Montevideo, Uruguay (1954).....	40
Fig 33. Gimnasio nacional de Yoyogi, Kenzo Tange _ Tokio, Japón (1964)	40
Fig 34. Pista de patinaje en Yale _ Pittsburgh, EEUU	40
Fig 35. Picadero del Club de Campo, Carlos Fernández Casado _ Madrid, España (1968)	41
Fig 36. Pórtico de madera microlaminada.....	41
Fig 37. Pórticos de hormigón prefabricado	41
Fig 38. Polideportivo municipal de Burgos	42

INDICE DE FIGURAS

Fig 39. Palau San Jordi, Barcelona	42
Fig 40. Centro de Interpretación Ataria _ Vitoria, España (2009)	42
Fig 41. Parlamento de Edimburgo, Enric Miralles _ Edimburgo, Reino Unido (2004)	42
Fig 42. Bodegas Protos, Richard Rogers + Alonso y Balaguer_ Valladolid, España (2008)	43
Fig 43. Puente Lupu, Shanghai, China (2003)	44
Fig 44. Puente Hoover, Las Vegas, EEUU (2010)	44
Fig 45. Museo Le May, LARGE Arquitectura_ Tacoma, EEUU (2012)	45
Fig 46. Crown Hall, Mies van der Rohe_ Chicago, EEUU (1956)	45
Fig 47. Pabellón Nórdico, Sverre Fehn_ Venecia, Italia (1962)	46
Fig 48. Casa Hemeroscopium, Antón García-Abril _ Madrid, España (2008)	46
Fig 49. Cercha triangular	47
Fig 50. Cercha de pendolón	47
Fig 51. Cercha española	47
Fig 52. Cercha inglesa	47
Fig 53. Cercha belga	48
Fig 54. Cercha alemana	48
Fig 55. Cercha suiza	48
Fig 56. Cercha Palladio	48
Fig 57. Cercha Polonceau sencilla	48
Fig 58. Cercha Polonceau compleja	48
Fig 59. Cercha en Diente de sierra	49
Fig 60. Hammer Beam	49
Fig 61. Ejemplo de cercha española	49
Fig 62. Ejemplo de Hammer Beam	49
Fig 63. Ejemplo de cercha en diente de sierra	49
Fig 64. Ejemplo de cercha Polonceau	49
Fig 65. Ejemplo de Celosía Long	50
Fig 66. Esquema de Celosía Long	50
Fig 67. Ejemplo de Celosía Howe	51
Fig 68. Esquema de Celosía Howe	51
Fig 69. Ejemplo de Celosía Pratt	51
Fig 70. Esquema de Celosía Pratt	51
Fig 71. Ejemplo de Celosía Warren con montantes	52
Fig 72. Esquema de Celosía Warren	52
Fig 73. Esquema de Celosía Warren con montantes	52
Fig 74. Ejemplo de Celosía Vierendeel	52
Fig 75. Esquema de Celosía Vierendeel	53
Fig 76. Ejemplo de Celosía en K	53
Fig 77. Esquema de Celosía en K	53

INDICE DE FIGURAS

Fig 78. Hangar Orvieto, Pier Luigi Nervi.....	54
Fig 79. Fábrica de lanas Gatti, Pier Luigi Nervi.....	54
Fig 80. El Palacio del Lavoro, Pier Luigi Nervi + Antonio Nervi _ Turín, Italia (1961).....	54
Fig 81. Superficies cuádricas, paraboloides hiperbólicas.....	55
Fig 82. Modelos de mallas espaciales del grupo Geometrica (Bóvedas 40-100 m. / 224 x 84 m.) 56	
Fig 83. Estadio Olímpico, Frei Otto_ Munich, Alemania (1968).....	56
Fig 84. Gobierno Civil de Tarragona _ España (1957).....	60
Fig 85. Gimnasio Maravillas _ Madrid, España (1960).....	60
Fig 86. Croquis, sección transversal _ Alejandro de la Sota.....	61
Fig 87. Sección longitudinal.....	62
Fig 88. Viga puente de 20 metros para la estructura principal del Gimnasio.....	62
Fig 89. Sección transversal (aulas).....	63
Fig 90. Lucernario.....	63
Fig 91. Aulas entre las cerchas.....	63
Fig 92. Croquis, perspectiva interior del gimnasio.....	63
Fig 93. El gimnasio bajo el 'vientre' de las aulas.....	63
Fig 94. El 'vientre' de la estructura antes y después de su construcción.....	64
Fig 95. Esquema funcionamiento Viga triangulada Howe, Gimnasio Maravillas.....	64
Fig 96. Esquema del funcionamiento estructural.....	66
Fig 97. Diagramas de esfuerzos con carga puntual y carga distribuida.....	69

A. INTRODUCCIÓN

A. INTRODUCCIÓN

Los primeros conceptos que se deben conocer para el desarrollo de este trabajo son estructura y arquitectura, viendo su relación a lo largo del tiempo y como esto va a marcar la evolución en la arquitectura de grandes espacios.

El estudio de la estructura ha preocupado a varias figuras destacables en este campo que han estudiado las cuestiones que estas ofrecen, desde Leonardo da Vinci (1452-1519), Galileo Galilei (1564-1642) o James Clark Maxwell (1831-1879), hasta Jaime Cervera o Ricardo Aroca en nuestros tiempos, además de muchos otros. Este último llega a definir estructura resistente como “*aquella parte del objeto que le permite tener una esperanza razonable de mantener la integridad física y la forma en condiciones normales de uso*” (Aroca, 1999).

En esta definición se entiende que la estructura es indispensable para el objeto, que no puede existir el uno sin el otro. Esta idea se puede apreciar idénticamente en la naturaleza o en el reino animal. El cuerpo humano, la estructura de los árboles, un nido o un enjambre de abejas son objetos en los que la estructura es parte vital del conjunto.

Uno de los rasgos que más curiosidad ha despertado de las estructuras es la gran variedad de formas, materiales y sistemas con las que conforma esa integridad del objeto de la que se ha hablado. A pesar de todas estas premisas, se pueden definir los tres objetivos fundamentales que toda estructura comparte:

- Resistencia
- Rigidez
- Estabilidad

Como ya ha quedado claro, la estructura es una parte intrínseca del objeto a la que pertenece, en este caso, de la arquitectura. Crear espacios ha sido una de las mayores preocupaciones del hombre desde su existencia, comenzando por la primitiva cabaña. Con el paso del tiempo ha habido una necesidad cada vez mayor de aumentar estos espacios para congregarse a grandes grupos de gente. La religión y la política¹, así como el propio ego de los ‘constructores’, incitaban a este desarrollo.

¹ La religión y la política han sido necesarias para la evolución de grandes estructuras, ya que veían necesario espacios de tales dimensiones no solo para albergar a sus seguidores, sino como manifestación de su poder.

Existen multitud de soluciones estructurales y posibilidades, el desarrollo de estas soluciones ha estado íntimamente relacionado con el progreso del ‘arte de la construcción’, refiriéndonos a la habilidad para resolver los problemas estructurales que los proyectos plantean. Este desarrollo se ha producido gracias al estudio y dedicación de arquitectos e ingenieros cuyo afán de superación era cubrir espacios cada vez mayores.

El paso por diferentes etapas, culturas y pensamientos a lo largo de la historia ha sido clave para este desarrollo de la arquitectura, y por consecuente de la estructura. De esta forma, se hará un análisis de los sistemas estructurales a través de la evolución histórica, conociendo así las diferentes técnicas constructivas que dieron lugar a las soluciones estructurales más comunes: El sistema adintelado, el sistema abovedado y las estructuras trianguladas.

Durante este progreso, ha habido una clara preocupación por no desligar la estructura de la arquitectura. Como ya hemos citado antes, al igual que en un cuerpo humano o en una planta, estructura y objeto forman uno, no son independientes. Esto ocurre también en la arquitectura, existen muy buenos ejemplos de espacios en los que la estructura e idea del proyecto conviven, y muchos otros en los que esta regla no se cumple. Son muchos los personajes que han hablado acerca este tema y de la relación entre el ingeniero (estructura) y el arquitecto (arquitectura), Le Corbusier publica en 1960 “Ciencia y vida”, donde escribe:

“En este momento se imprime un libro, en muchos idiomas, sobre la búsqueda con la que me he comprometido por más de cincuenta años. La página final de ese libro propone un tema revolucionario: la sostenida, paciente y fructífera ‘conversación’ entre el arquitecto y el ingeniero, el ingeniero y el arquitecto, hablando como iguales con igual responsabilidad y prestigio. Esta conversación es la de los ‘constructores’.”

Louis Kahn y August Komendant son un claro ejemplo de trayectoria regida por esta relación, porque sus proyectos son edificios en los cuales la ‘arquitectura’ es la ‘estructura’.

L. Kahn: “...Los elementos y sus formas, como la estructura que constituyen, derivan de modo tan lógico de los requerimientos arquitectónicos, que ‘estructura’ y ‘edificio’ no pueden ser separados...”

Su máxima expresión la lograron en el museo de Arte Kimbell, en el que la estructura logra definir el concepto del proyecto, el espacio interior y sus características. El Templo Unitario de Rochester o el Palacio de Congresos de Venecia son otros dos buenos

ejemplos en los que la estructura forma parte indispensable para la concepción del proyecto.

Lógicamente existen ejemplos de este tipo de arquitectura en la que el sistema estructural marca el compás del proyecto. La casa Farnsworth de Mies van der Rohe o la biblioteca de Jussieu de Rem Koolhaas son dos ejemplos canónicos. También se incluye en este tipo el ejemplo estudiado en el trabajo, el Gimnasio Maravillas de Alejandro de la Sota.

Hoy en día, las exigencias y 'caprichos' humanos han abierto la puerta a un mundo de soluciones estructurales infinitas, cuya única limitación es el poder construirlo o pagarlo.

A.1. OBJETIVOS

El trabajo realizado expuesto a continuación estudia los diferentes sistemas estructurales que han predominado con el paso de los años y como han ido desapareciendo, evolucionando o haciéndose más importantes con la aparición de las nuevas técnicas y materiales.

La relación entre los sistemas estructurales y la arquitectura marcará la clasificación de estos sistemas constructivos según su geometría. Con el objetivo de comparar algunos de estos sistemas con un proyecto actual, tanto desde un punto de vista estructural, como de un punto de vista estético, constructivo y económico.

El ejemplo seleccionado será el Gimnasio Maravillas del arquitecto Alejandro de la Sota. Un modelo nacional de relación entre arquitectura y estructura, ya que la sección transversal del proyecto queda definida por la cercha metálica, que sujeta las aulas 'voladas' sobre el gimnasio, caracteriza la concepción del espacio.

Con la ayuda del programa informático Cype para cálculo de estructuras, se pretende realizar una comparación de la cercha principal del Gimnasio Maravillas, tipo Howe, con otras geometrías, materiales y dimensiones para conocer mejor este sistema estructural basado en la triangulación y la transmisión de cargas a barras, que trabajan fundamentalmente con esfuerzos axiales.

De la misma forma se hallará el porqué de la solución estructural adoptada por Alejandro de la Sota en este fabuloso ejemplo.

B. ESTADO DEL ARTE

B. ESTADO DEL ARTE

B.1. EVOLUCIÓN HISTÓRICA

B.1.1. Primeros pasos (s.XXX a.C. – s.XVII)

Como ya se ha citado inicialmente, la resolución a la cobertura de un espacio es un problema al que el hombre se ha enfrentado desde sus orígenes. Se han desarrollado diferentes trayectorias de las cuales hablaremos sobre las tres más trascendentes, que han sido desarrolladas por diferentes culturas a lo largo de la historia.

- Estructura adintelada
- Estructura abovedada
- Estructuras trianguladas

El primer camino se movió principalmente en las culturas egipcia y griega, desarrollando una arquitectura adintelada, a través de piezas rectas que solventaban pequeñas luces. El material utilizado era la piedra, y las estructuras estaban limitadas al tamaño de las piezas y a sus características. Estas cualidades son muy importantes ya que la piedra, al poseer poca resistencia a flexión, necesitaba grandes cantos para resolver pequeñas luces.



Fig 1. Templo de Luxor, Egipto



Fig 2. Partenón, Grecia

Paralelamente en la región de Mesopotamia, asirios y caldeos recurrían a una solución más sofisticada, el abovedamiento, jugando a contrapesar los esfuerzos hasta que éstos llegan al terreno a través de la cimentación. Esta técnica pasó por griegos y etruscos, hasta llegar a los romanos, que fueron finalmente los que primero alcanzaron las grandes luces con sus bóvedas y cúpulas.

Dos grandes ejemplos de este sistema son las cúpulas de Santa Sofía (Fig 3), construida en Constantinopla a principios de siglo VI y el Panteón romano (Fig 4), comienzos del siglo II.

La cúpula central de Santa Sofía, que reposa sobre cuatro arcos sostenidos a su vez por cuatro pilares, cubre casi 32 metros de diámetro y tiene una altura de 56,6 metros. En el eje Este y Oeste, la cúpula descarga las tensiones sobre dos medias cúpulas, que a su vez están reforzadas con otras dos medias cúpulas.

Sin duda se trata de un espacio impresionante por sus dimensiones y su funcionamiento estructural. El peso de la cúpula se reparte en un sistema concatenado y encaadenado, trasladando los empujes desde la cúpula central hasta los gruesos muros laterales, reforzados con contrafuertes. Así, los recursos de contrarresto de las presiones ejercidas por la cúpula central son el juego de medias cúpulas, los pilares angulares, los gruesos muros laterales y los contrafuertes exteriores.

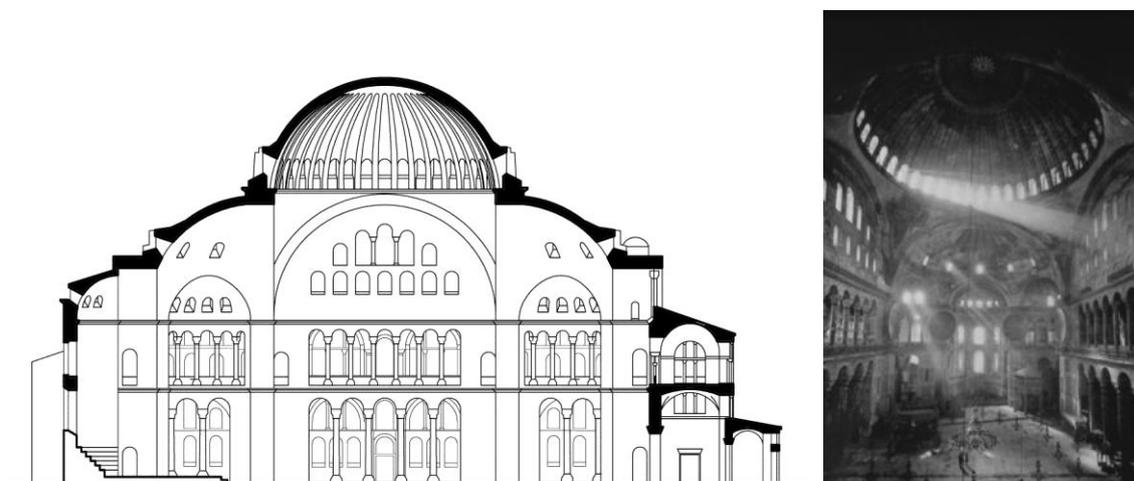


Fig 3. Santa Sofía, Antemio de Tralles + Isidoro de Mileto, Estambul, Turquía (siglo VI)

El Panteón también se basta de esta técnica para resolver la cobertura del espacio interior, pero de una forma diferente. Mientras que en Santa Sofía los empujes son contrarrestados por contrafuertes y la sucesión de semicúpulas, el Panteón elimina estos empujes dando rigidez a los muros de contorno, aligerándolos a través de capillas.

La cúpula utiliza un sistema dividido en paralelos y meridianos, como muestra la forma de los casetones, donde mediante anillos concéntricos se produce un sistema constructivo autoportante, pudiendo abrir así un óculo de 9 metros de diámetro en la parte superior, que consigue iluminar a las diferentes deidades a medida que avanza el día. Sin duda se trata de uno de los mayores espacios abovedados de la época, con un diámetro de 43 metros.

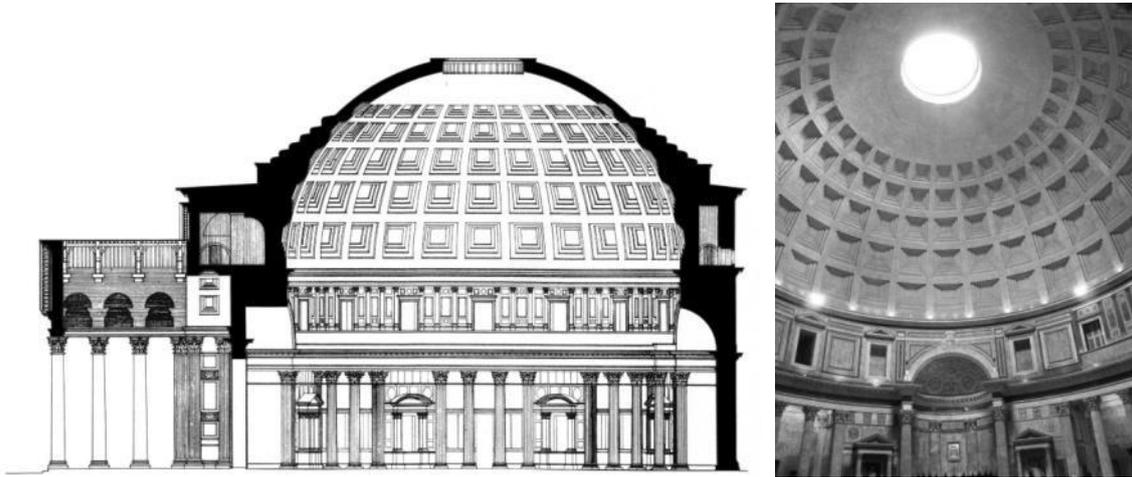


Fig 4. Panteón de Agripa _ Roma, Italia (siglo II)

Con la evolución de la técnica y el estudio de los esfuerzos generados en el sistema abovedado, se consiguieron soluciones mecánicas interesantísimas basadas en la ligazón entre los arcos o el refuerzo de los arcos fajones, que además de romper la monotonía de la bóveda de cañón favorecían la resistencia del conjunto y concentraban los empujes en sus arranques.

Esta nueva organización transformó los esfuerzos de superficie en esfuerzos por líneas, idea que preludiaba el gótico en el siglo IX, pero el arte románico se impuso a estas técnicas. Es ya en el siglo XII cuando el arte gótico encuentra la bóveda por arista y se impone en Europa. Con la bóveda de crucería (Fig 5) se llevan los empujes a puntos aislados, y el muro puede quedar abierto para dar paso a la luz. Es difícil saber el estado tensional de este tipo de bóvedas, como asegura Enrique de Alarcón Álvarez² no se trata de bóvedas que cargan sobre los arcos, esta concepción quedó errada cuando se hundieron los arcos de la catedral de Ávila (Fig 6), y sin embargo quedó en pie la plementería.

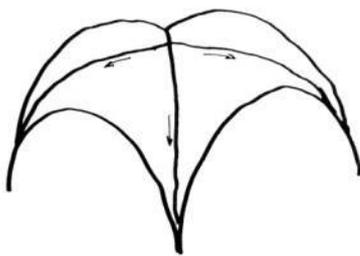


Fig 5. Esquema bóveda de crucería



Fig 6. Bóvedas de crucería de la Catedral de Ávila

² Artículo “Las cubiertas de grandes luces, soluciones actuales” de 1971, por Concepción de Alarcón Álvarez y Enrique de Alarcón Álvarez.

El siguiente salto se produce a principios de siglo XV, cuando Brunelleschi construye la cúpula de Florencia (Fig 7), con 45 metros de diámetro, abriendo la arquitectura renacentista. Brunelleschi consigue una estructura abovedada muy ligera a través de dos capas rigidizadas entre sí mediante tabiques.



Fig 7. Santa María del Fiore, Brunelleschi _ Florencia, Italia (1416)

Todo este trabajo basado en el sistema de bóvedas no podría haberse realizado si no hubiera sido por el alto grado de especialización de los artesanos carpinteros, que además de la construcción de puentes, defensas y puertos, así como también de cubiertas, construían las cimbras y andamiajes necesarios para la construcción de estas estructuras abovedadas. Estas pequeñas construcciones son el origen de las estructuras trianguladas.

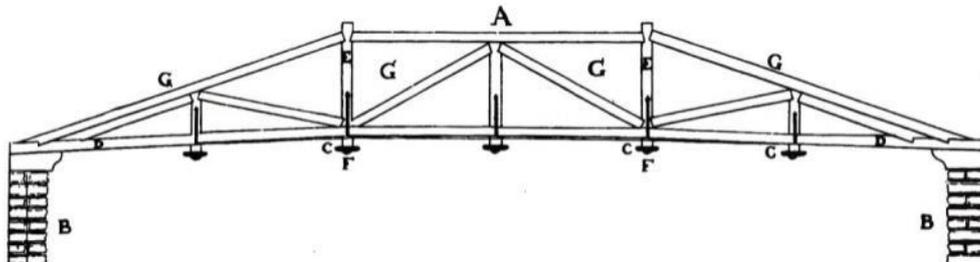


Fig 8. Puente sobre el río Cismone

Las propiedades mecánicas de la madera, buen compartimiento tanto a tracción como a compresión así como su baja densidad en comparación con otros materiales, provocaron que las estructuras trianguladas se convirtieran en uno de los sistemas estructurales más utilizados para la cobertura de espacios.

Estos sistemas triangulados ya habían sido empleados anteriormente, Palladio muestra en sus láminas³ el análisis de varios templos de la Roma Antigua, entre ellos el pórtico del Panteón romano de Agripa, que sin duda constituiría un claro precedente en la historia de las estructuras trianguladas, aunque no el primero⁴.

De esta forma se desarrollaron las cerchas, una parte de las estructuras trianguladas que resolvía los problemas de la cubrición directamente, sin servir de apoyo a otros sistemas. Uno de los edificios que más aprovechó y explotó las cualidades de este sistema estructural fue la basílica romana, llegando a cubrir luces de hasta 30 metros. Aunque hoy en día existen pocos ejemplos (y los que existen tienen modificaciones) hay numerosos grabados, textos y descripciones literarias sobre estos templos.

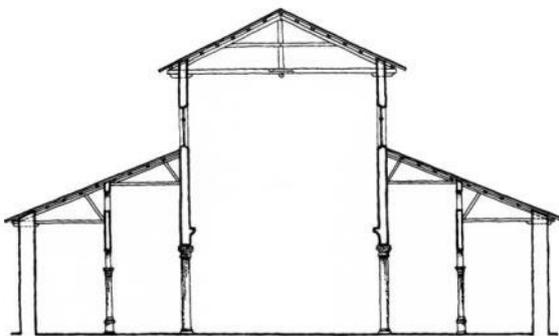


Fig 9. Primera basílica de San Pedro

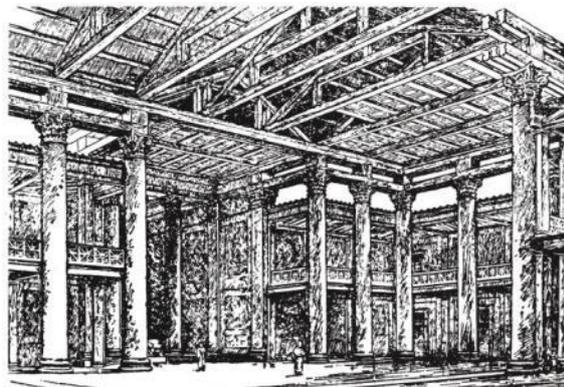


Fig 10. Basílica de Fanum, Vitruvio

Un ejemplo que no puede pasar por alto en la evolución de la cercha es el monasterio de Santa Catalina del Monte Sinaí, donde a mediados de siglo VI aparecen las cerchas de pendolón, conocido comúnmente como cercha a la española, modelo muy utilizado actualmente. Aunque se trata de una luz de apenas 6'5 metros, este modelo ayudó mucho a la posterior evolución de la cercha.

La cercha fue evolucionando poco a poco desde las basílicas romanas hasta las grandes iglesias románicas, sin embargo será en el gótico donde se presentan los tipos y soluciones más novedosas.

Hay varios ejemplos en la corriente gótica, de los cuales destacaremos las cerchas de la Catedral de Bourges (Fig 12) y de Nôtre Dame (Fig 11), ambas en Francia. En el

³ Estas láminas pertenecen a los *Cuatro libros de la arquitectura*, publicados en Venecia en 1570.

⁴ Ya en la cultura egipcia, bajo la bóveda del pozo de la pirámide Saqqara del año 2635 a.C. se encontró un forjado con jabalcones, se consideraría como la primera estructura triangulada de la historia.

caso de las cerchas de la Catedral de Bourges, salvan la luz de la nave central de 15 metros.

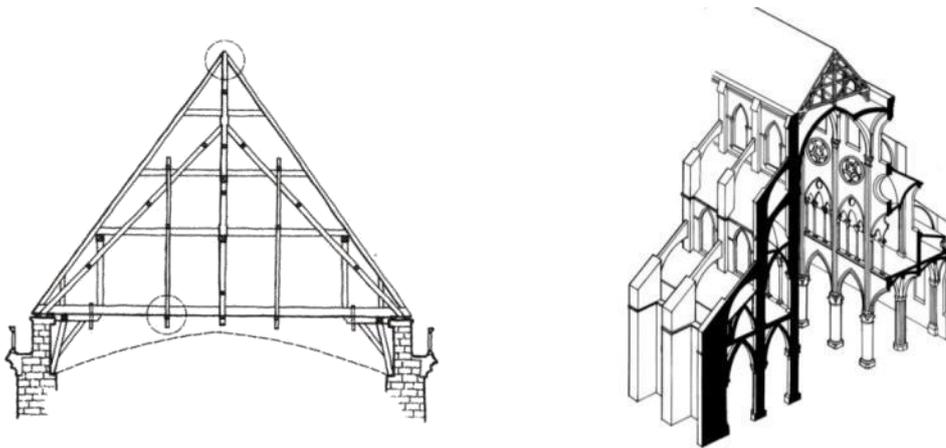


Fig 11. Sección y esquema estructural de Nôtre Dame _ París, Francia (1163-1345)

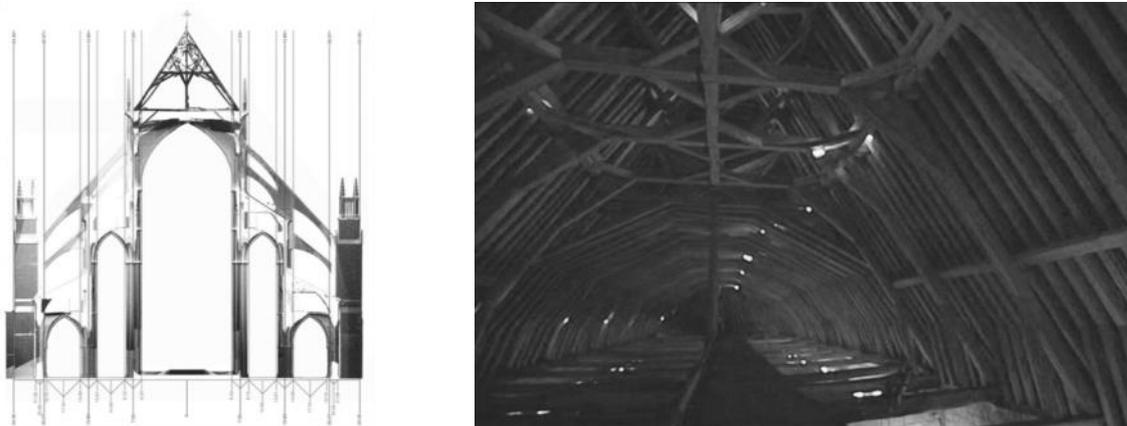


Fig 12. Catedral de Saint Étienne _ Bourges, Francia (1195-1230)

De la misma forma también deberíamos de destacar las cerchas del Westminster Hall de Londres (Fig 13), donde aparecen las cubiertas más originales de este estilo, las Hammer Beam, cubriendo un vano de 21 metros.

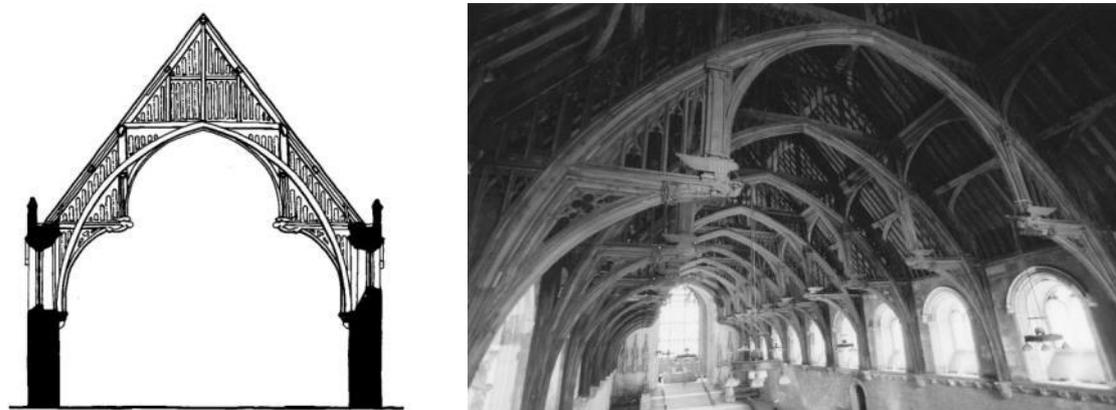


Fig 13. Westminster Hall _ Londres, Reino Unido (1399)

El Renacimiento, gracias al desarrollo de la tecnología de empalmes y acoplamientos, trajo de la mano de Philibert de l'Orme⁵ el 'abandono' temporal de las cerchas. Llegó a conseguir luces de hasta 60 metros a través de arcos escarzanos, compuestos de pequeñas piezas de madera. Sin embargo se vio superado con la principal aportación de la cercha que el arco no podía superar, los empujes horizontales.

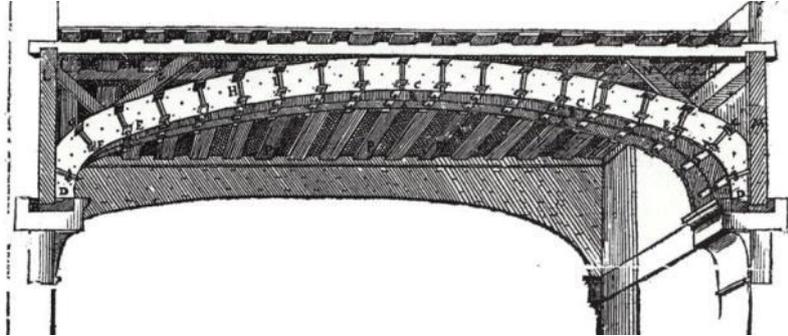


Fig 14. Arco escarzano de madera, Philibert de l'Orme

Una de las cubiertas con mayor luz en esta época fue la del teatro Sheldonian (Fig 15), cercha diseñada por Christopher Wren en Oxford, 1662. Se trataba de una cercha quebrada, que se caracterizaba por la peculiaridad del tirante formado mediante el ensamble de dos piezas superpuestas, unidas por colas de milano y pernos.

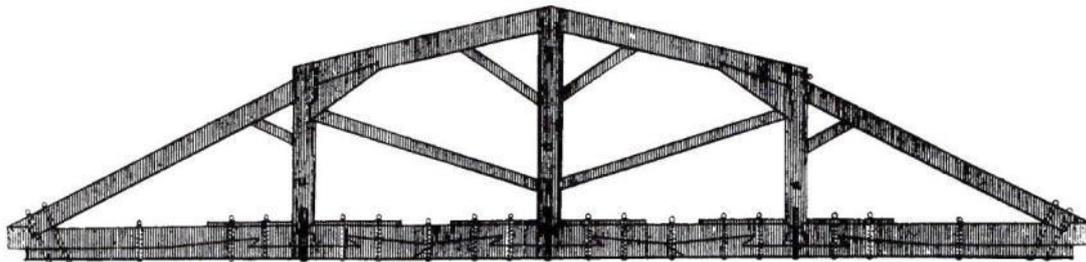


Fig 15. Teatro Sheldonian, Christopher Wren _ Oxford, Inglaterra (1662)

Otro ejemplo imprescindible en el estudio y la evolución de las cerchas es la empleada para la cubierta de la sala de ejercicios de Moscú, de Agustín Betancourt en 1818. La cubierta cubría un vano de 45 metros y la longitud de la nave era de 150 metros.

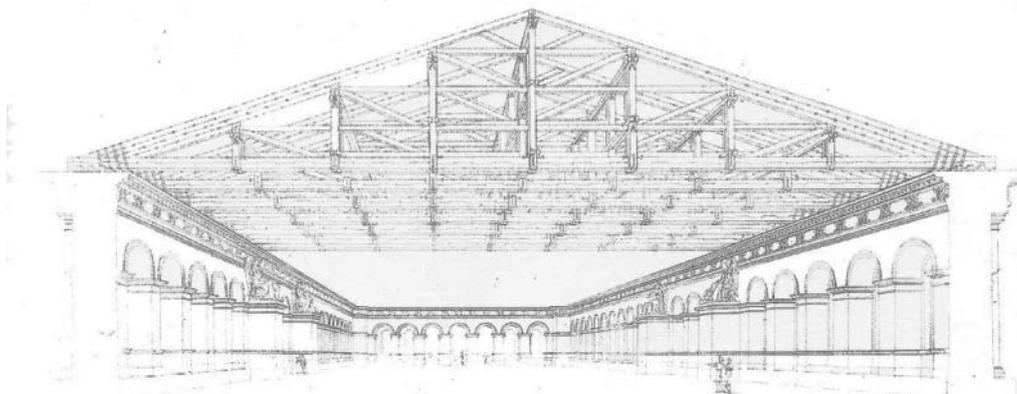


Fig 16. Sala de ejercicios de Moscú, Agustín Betancourt _ Moscú (1818)

⁵ Philibert de l'Orme (1510-1570), arquitecto real de Enrique II de Francia.

Sin duda estos dos caminos marcaron las soluciones estructurales para la cubrición de grandes vanos, obviando la estructura adintelada que por el momento no consiguió grandes luces debido a las propiedades mecánicas del material empleado. Sin embargo habría que citar además la estructura velaria, que en Grecia y Roma aparece por primera vez como solución ante grandes luces. No obstante se ha prescindido de ellas porque se trata de una solución oportuna y efímera, que con la aparición de las nuevas técnicas y materiales cobrará una especial importancia.

B.1.2. Nuevas técnicas y materiales (s.XVIII – s.XX)

Con la Revolución Industrial, el acero fundido se convierte en el material estructural predominante. Constituye una aleación de hierro con una pequeña cantidad variable de carbono que además de conservar las propiedades metálicas del hierro mejora sus propiedades físico-químicas. Con el acero surge un nuevo material que por sus características mecánicas compite con la madera, sin embargo su rápida producción y mejor prefabricación frente a la madera pone a esta última en desventaja.

La primera estructura levantada con este material en España será el Puente de Triana (Fig 17), en Sevilla, claramente basado en el puente para el río Severn⁶ (Fig 18) de 60 metros de longitud.



Fig 17. Puente de Triana _ Sevilla, España (1852)



Fig 18. Coalbrookdale _ Ironbridge, Reino Unido

Paralelamente, en Estados Unidos se produce un apogeo de estas estructuras metálicas para construir puentes para el ferrocarril.

⁶ El puente Coalbrookdale sobre el río Severn en Reino Unido, diseñado por John Wilkinson y Abraham Darby en 1779, constituye la estructura metálica más antigua.

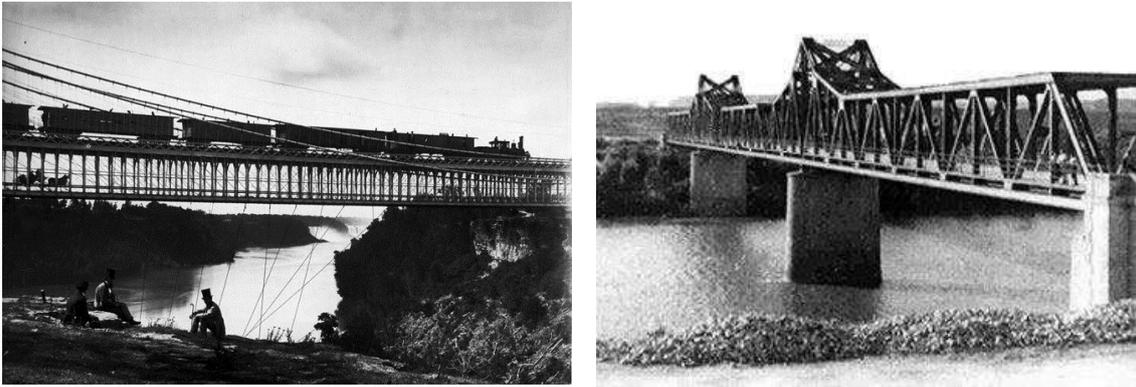


Fig 19. Ejemplos de puentes para el ferrocarril del siglo XIX en EEUU

Las estructuras metálicas no solo se limitaron a los puentes, también se construyeron grandes cubiertas y edificios completos.



Fig 20. Galería V.Emanuelle II _ Milán, Italia (1877)



Fig 21. Torre Eiffel _ París, Francia (1889)

La aparición del acero provocó una evolución en la realización de cerchas, estructuras trianguladas y arcos. Como ya se ha referido, su mejor producción y prefabricación provocó que todo anteriormente construido con madera, ahora se realizaba con perfile-ría metálica.

Al mismo tiempo el acero provocó una mejora en el resto de sistemas estructurales. En el siglo XX, llegó a conseguir grandes mejoras tecnológicas (hormigón armado, aceros especiales, soldaduras, piezas pretensadas...) provocando el desarrollo de nuevos tipos estructurales, que continuaron con las soluciones históricas ya citadas anteriormente (estructuras adinteladas, abovedamiento, estructuras trianguladas y estructuras velarias), mejorando su rendimiento o incluso modificando en ocasiones su funcionamiento estructural.

La estructura adintelada presentó desarrollos paralelos tanto en acero como en hormi-gón. Las pretensiones por cubrir espacios cada vez mayores provocaron a su vez el desarrollo de grandes cantos, esto llevó en ocasiones a la solución de cercha en o-po-sición a vigas de alma llena, por un aspecto meramente económico.

Sin embargo el predominio del sistema adintelado fue para el pórtico, debido fundamentalmente a su sencillez en el desarrollo de sus líneas de fuerza y a sus ventajas estéticas. Además este tipo de estructuras ya no tuvo una limitación material, gracias a Eugéne Freyssinet⁷ el hormigón pretensado permitió alcanzar luces que antes solo eran posibles con estructuras metálicas.

La técnica del pretensado consiste en someter esfuerzos en la estructura con el fin de aumentar la resistencia natural del hormigón a tracción. Estos esfuerzos se obtienen mediante barras, alambres o cables de acero, que son tensados y anclados al hormigón. Este esfuerzo puede introducirse en el hormigón de dos maneras diferentes:

- Armadura pretesada: Es el sistema más utilizado para elementos prefabricados. Consiste en barras de acero que se mantienen tensadas y se introducen dentro del molde para conformar una pieza de hormigón. Cuando el hormigón ha fraguado se suelta la barra y el hormigón queda comprimido.
- Armadura postesada: Este método es el utilizado 'in situ'. La diferencia con el pretesado es que los cables de acero se introducen en vainas colocadas en las piezas de hormigón ya fraguado, y posteriormente se tensan..

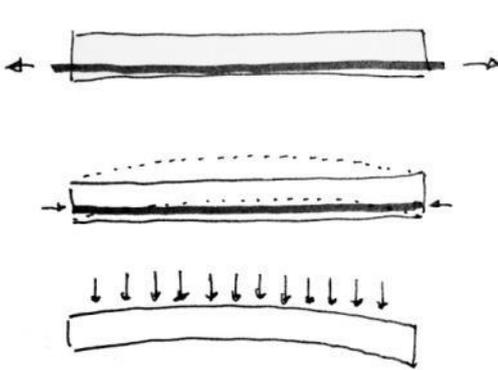


Fig 22. Esquema de introducción de un cable para una pieza de hormigón pretesada

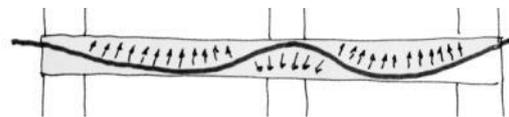


Fig 23. Esquema de una pieza de hormigón postesada

La posibilidad de la prefabricación de piezas de hormigón y su posterior unión a través de cables de acero ha permitido la cobertura de espacios excepcionales. Además de los ejemplos del pionero en este campo, Eugéne Freyssinet, en España tenemos excelentes muestras de este modelo estructural, como son los 'huesos' de Miguel Fisac,

⁷ Eugéne Freyssinet (1879-1962) fue un ingeniero civil y estructural francés, pionero y considerado el principal impulsor del pretensado en estructuras de hormigón, en 1920.

en los que aprovechaba todas las posibilidades plásticas del material. Su proyecto para el Centro de Estudios Hidrográficos es un claro ejemplo, cubriendo una luz de 22 metros.

Miguel Fisac: “El hormigón pesa mucho, es el inconveniente que podemos decir que tiene, y entonces, dónde no trabaja, es decir, las zonas que no trabajan, se pueden quitar y se queda una cosa hueca, asimilándolo a los huesos”

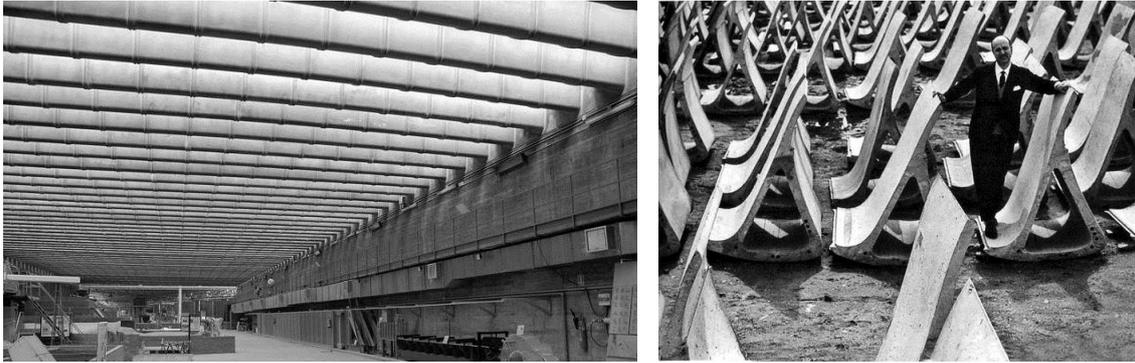


Fig 24. Centro de Estudios Hidrográficos, Miguel Fisac_ Madrid, España (1960)

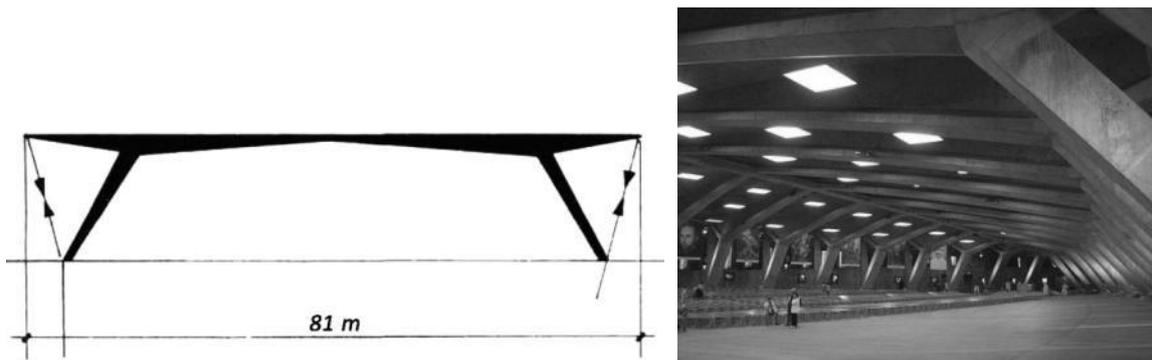


Fig 25. Basílica de Lourdes, Eugène Freyssinet _ Lourdes, Francia (1958)

Sin duda el masivo uso de las estructuras adinteladas durante este siglo es debido a su sencillez y claridad en el funcionamiento estructural.

En el lado opuesto, la evolución de las soluciones abovedadas recae en la disposición de un material formáceo como el hormigón, que fue adquiriendo un funcionamiento estructural similar al de cualquier membrana, cáscara o caparazón que se encuentra en la naturaleza. Se alcanzó de este modo soluciones completamente libres y composiciones a base de la adición de geometrías sencillas, de las que destacamos los paraboloides hiperbólicos del arquitecto español Félix Candela, popularmente conocidos como ‘cascarones’.

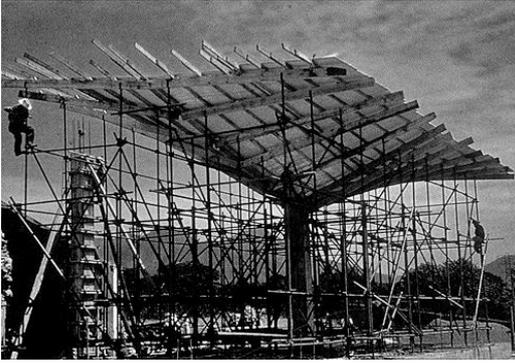


Fig 26. 'Paragüas', Félix Candela

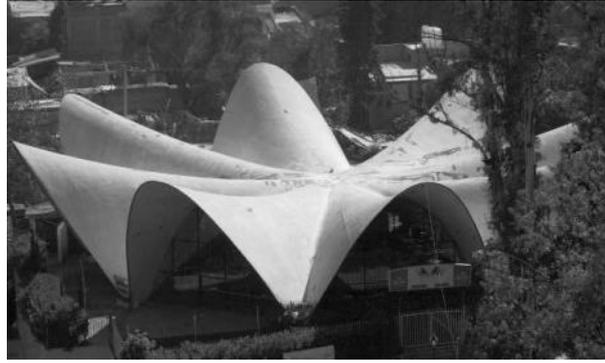


Fig 27. Restaurante Los Manantiales, Félix Candela _
Xochimilco, México (1958)

Con las nuevas técnicas y materiales, las bóvedas sufren un cambio tipo estructural, su trabajo es más similar al de viga que al de una bóveda. Se permite así resultados sorprendentes al poder dejar los bordes longitudinales libres, apoyando en los tímpanos extremos.

Un ejemplo de este modelo se da para la cobertura del museo de Arte Kimbell (Fig 28), proyecto de Louis Kahn, sin olvidarnos de la figura de August Komendant, ingeniero estructural del proyecto y pionero en el campo del hormigón armado. También poseemos varios ejemplos nacionales con este resultado, como se obtuvo con el frontón Recoletos (Fig 29), uno de los diseños más destacados del ingeniero Eduardo Torroja, salvando un vano de 55 metros de largo por 32,5 metros de ancho. La solución dada a la cubierta consistió en dos cilindros, cuya sección estaba formada por dos arcos circulares asimétricos intersecados perpendicularmente, estos estaban formados por una lámina de hormigón armado de solo 8 cm de espesor.



Fig 28. Museo de Arte Kimbell, Louis Kahn_ Texas, EEUU (1972)

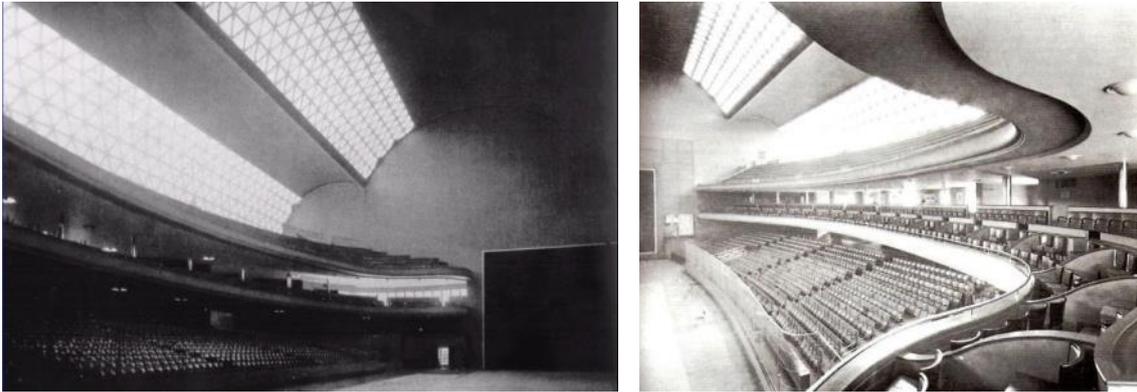


Fig 29. Frontón Recoletos, Eduardo Torroja + Secundino Zuazo_ Madrid, España (1935)

Sin duda el abovedamiento ha evolucionado gracias al desarrollo del hormigón a lo que hoy en día conocemos como estructuras laminares, cuya atracción es innegable debido a su audacia, dinamismo, esbeltez y su posibilidad para crear formas orgánicas.

Un punto de referencia en esta evolución lo marca el mercado de Algeciras (Fig 30), obra del ya mencionado ingeniero nacional Eduardo Torroja, cuyo casquete esférico tiene 47 metros de radio y la lámina un espesor de 9 cm, que aumentan a 50 cm en los apoyos para poder resistir los esfuerzos. Para absorber los empujes horizontales se formó un zuncho octogonal con 16 redondos de 30 mm de diámetro.

Esta elección estructural permite conseguir una forma geoméricamente pura, que no necesita nervios de refuerzo.

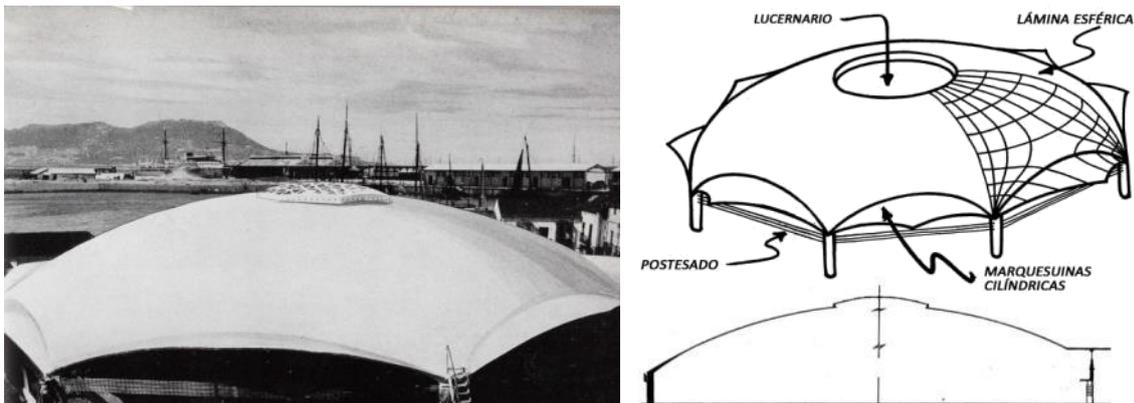


Fig 30. Mercado de Algeciras, Eduardo Torroja _ Algeciras, España (1935)

La aparición del acero también permitió el desarrollo de esas estructuras transitorias de las que hemos hablado antes, primeras soluciones ante las grandes luces en los teatros romanos y griegos, las estructuras velarias.

En 1952 se completó el estadio Fair Arena en Raleigh (Fig 31), que presenta todas las características de este tipo estructural. La curvatura del techo es característica de las cubiertas colgantes, y el efecto del dinamismo se acentúa gracias a los soportes inclinados, consecuencia a su vez de los empujes.

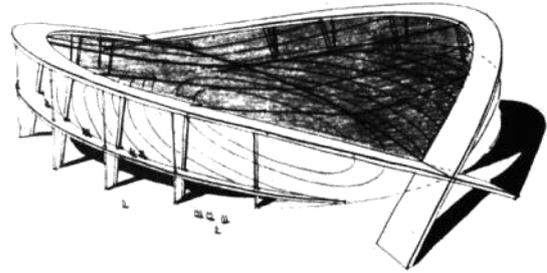
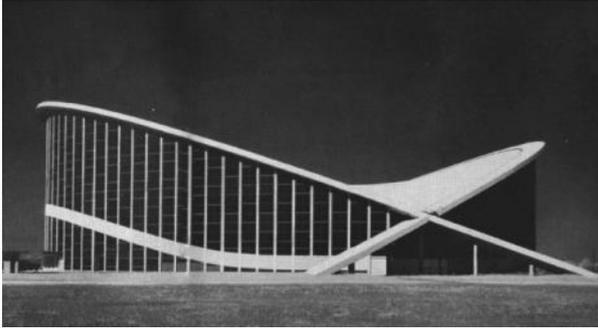


Fig 31. Estadio Fair Arena _ Raleigh, EEUU (1952)

El uso del hormigón prefabricado combinado con el cable se inicia históricamente con Mondino y Viera, en Montevideo, donde construyen un estadio con dos anillos estructurales, uno a tracción y otro a compresión, unidos por cables radiales. El anillo a compresión es de hormigón mientras que el traccionado es de acero, aprovechando así el rendimiento de cada material.

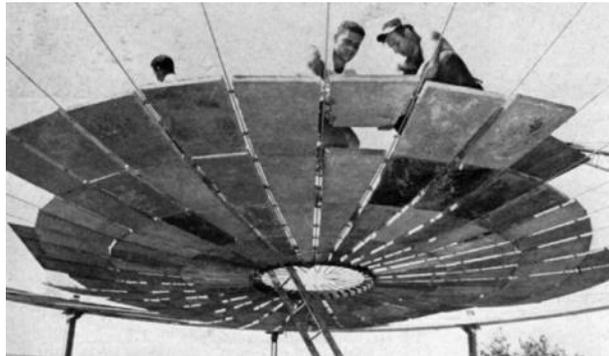
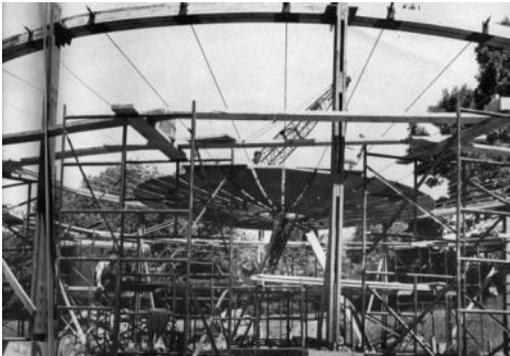


Fig 32. Estadio de Montevideo, Mondino + Viera _ Montevideo, Uruguay (1954)

Otros tipos son los de doble curvatura, en el que hay cables portantes y cables tensores. Las formas de cubierta y espacio interior dotan al conjunto de una cualidad orgánica que se adapta al paisaje natural.



Fig 33. Gimnasio nacional de Yoyogi, Kenzo Tange _ Tokio, Japón (1964)



Fig 34. Pista de patinaje en Yale _ Pittsburgh, EEUU

Este juego de curvaturas también puede combinarse con el hormigón como elemento predominante. En el Picadero del Club de Campo (Fig 35), de Carlos Fernández Casado, se produce un juego gracias al contraste entre el aspecto 'brutalista' del hormigón y la suave curvatura de la cubierta.

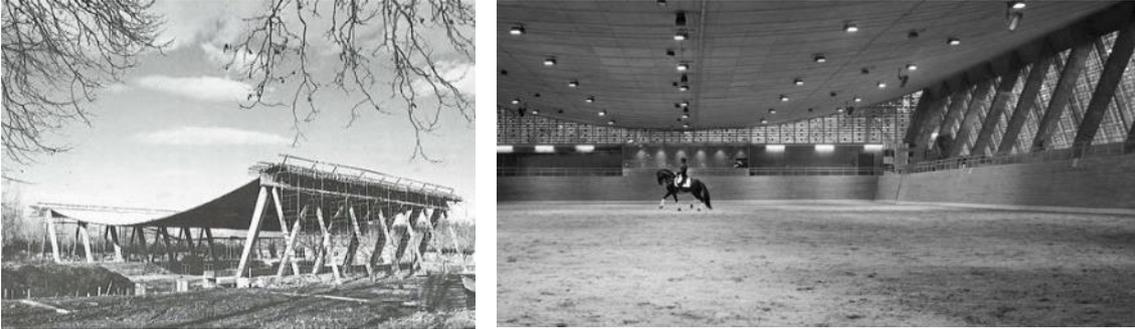


Fig 35. Picadero del Club de Campo, Carlos Fernández Casado _ Madrid, España (1968)

B.1.3. Desarrollo en la actualidad

Las soluciones actuales para la cubrición de espacios son prácticamente infinitas, entrando en un mundo donde la única barrera es la imaginación del proyectista. Los pórticos, las mallas espaciales y las estructuras híbridas son los métodos más comunes en la actualidad.

Los pórticos, bien sean de madera (en todos sus tipos) o de hormigón prefabricado, son soluciones muy sencillas en sus líneas de fuerza y por tanto son un sistema muy frecuente en la construcción actual.



Fig 36. Pórtico de madera microlaminada

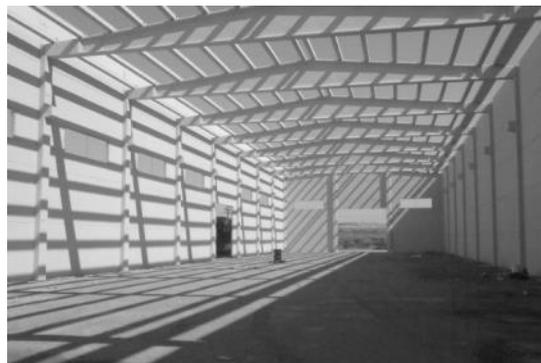


Fig 37. Pórticos de hormigón prefabricado

Por otro lado, tras resolver los problemas estructurales que yacían en las estructuras espaciales, estas han sufrido un importante impulso en su uso debido fundamentalmente al alto grado de prefabricación que poseen, que no se limita únicamente al proceso de fabricación, sino que se extiende al montaje.

Uno de los modelos más desarrollados de este sistema son las mallas espaciales, compuestas de poliedros sencillos que confieren una gran rigidez al conjunto. Existe una gran variedad de formas y geometrías que pueden conseguirse con este tipo de estructuras.



Fig 38. Polideportivo municipal de Burgos

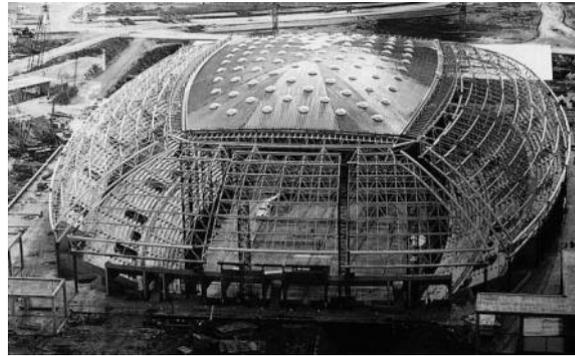


Fig 39. Palau San Jordi, Barcelona

Para terminar, en los últimos años ha sido muy habitual el uso de las estructuras híbridas, cuyo significado se basa en aprovechar las ventajas de diferentes materiales y sistemas constructivos, obteniendo así nuevos tipos.



Fig 40. Centro de Interpretación Ataria _ Vitoria, España (2009)



Fig 41. Parlamento de Edimburgo, Enric Miralles _ Edimburgo, Reino Unido (2004)

B.2. LA GEOMETRÍA COMO RECURSO ESTRUCTURAL

B.2.1. Arco

El arco es uno de los elementos estructurales que más curiosidad ha despertado en la historia de la arquitectura, siendo la primera solución estructural para salvar vanos considerados como una gran luz (exceptuando las estructuras velarias, que por su carácter efímero y poco duradero no se tienen en cuenta).

Su uso se remonta a las primeras civilizaciones, siendo tal su perfección que hoy en día aún se mantienen levantados numerosos ejemplos. Los primeros estudios para la comprensión de su funcionamiento y poder así determinar unos criterios para su dimensionamiento los encontramos en Leonardo da Vinci, que trataba de calcular los empujes horizontales del arco. Da Vinci ya vaticinaba que la catenaria debía ser la simétrica a la funicular de las fuerzas del arco. La solución a este problema así como otras teorías serán objeto de estudio por numerosos científicos y arquitectos.

La forma del arco es necesariamente afín a la gráfica de momentos, de manera que en todo punto la componente horizontal de la reacción H es constante. Establecido H los valores de la componente vertical se calculan, quedando la forma del arco determinada sin ningún otro margen de libertad.

El arco es una solución muy eficaz cuando se tiene espacio para la estructura, a partir de las proporciones 4:1 los empujes horizontales empiezan a ser de un orden mayor tal que provocan que el equilibrio horizontal de fuerzas de los cordones sea imposible sin la existencia de un alma.

Con la aparición del acero las posibilidades de los arcos aumentaron. Los estudios y teoremas de Maxwell entre 1860 y 1865 fueron de especial importancia años posteriores para la optimización de arcos de cubierta.



Fig 42. Bodegas Protos, Richard Rogers + Alonso y Balaguer_ Valladolid, España (2008)

Además de su uso en edificios arquitectónicos, el arco ha sido un elemento clave en la construcción de puentes. Uno de los puentes más largos construidos en acero es el puente Lupu, cuyo vano principal es de 550 m. En hormigón uno de los más grandes se sitúa en el río Colorado de EEUU, el puente Hoover, cuya luz máxima es de 320 metros.



Fig 43. Puente Lupu, Shanghai, China (2003)



Fig 44. Puente Hoover, Las Vegas, EEUU (2010)

B.2.2. Viga de alma llena

MADERA

El primer material utilizado para generar vigas de este tipo fue la madera aserrada, cuya limitación principal fue la disponibilidad de escuadrías y dimensiones de las piezas, ya que dependían del tronco del árbol. Esta situación provocó la aparición de las estructuras trianguladas, que necesitaban elementos más cortos.

El descubrimiento de la madera laminada, compuesta de láminas de madera encoladas y prensadas, fue clave para competir contra el acero y el hormigón, debido a sus buenas propiedades mecánicas ante esfuerzos de tracción y compresión, y una notable ventaja frente a estas en el peso específico⁸.

⁸ El peso específico de la madera es de 500 kg/m^3 , frente a los 2.400 kg/m^3 del hormigón o los 7.850 kg/m^3 del acero.



Fig 45. Museo Le May, LARGE Arquitectura_ Tacoma, EEUU (2012)

El siguiente salto de este material se produjo con la madera microlaminada. Se trata de un material compuesto por al menos 5 chapas de madera de un espesor máximo de 6 mm. Una de las fuertes ventajas, fundamentalmente de cara al diseño, es la posibilidad de formar piezas curvas. La madera microlaminada mejora aún más las características de la madera laminada y se emplea a menudo para la formación de vigas de celosía.

ACERO

Como ya hemos citado anteriormente, en la Revolución Industrial el acero fundido tuvo un fuerte impacto debido a sus propiedades y posibilidades. Poco a poco se fue introduciendo en la arquitectura, empezando desde elementos sencillos hasta construir puentes y cubiertas.

Con la aparición del acero laminado a mediados de siglo XX se multiplican sus posibilidades. El proceso de laminado consiste en calentar el acero fundido hasta una temperatura que permita la deformación por estiramiento, formando una serie de cilindros que van conformando el perfil deseado. El tipo de perfil de las vigas de acero y sus cualidades (forma, peso, composición, longitud) son determinantes para la aplicación y uso en arquitectura.



Fig 46. Crown Hall, Mies van der Rohe_ Chicago, EEUU (1956)

HORMIGÓN ARMADO



Fig 47. *Pabellón Nórdico, Sverre Fehn_ Venecia, Italia (1962)*

VIGA ALIGERADA

Como se ha citado anteriormente, la aparición del pretensado provocó un sistema capaz de solventar grandes luces con el hormigón armado. El mejor ejemplo de este sistema pretensado es la losa alveolar, que puede llegar a superar los 20 metros. Estos forjados son muy comunes en aparcamientos, obra industrial, obras públicas...

HORMIGÓN PRETENSADO

El hormigón pretensado, como se ha citado anteriormente se divide en hormigón pretensado y hormigón postesado, dependiendo de cuándo se han introducido los esfuerzos previos a la puesta en obra.

El hormigón postesado, es un sistema muy utilizado para salvar vanos en las redes de carreteras, sus luces oscilan entre 18 y 45 m. Como ejemplo en arquitectura, la Casa Hemeroscopium (Fig 48) presenta una estructura formada por hormigón pretesado y postesado, entre otras.



Fig 48. *Casa Hemeroscopium, Antón García-Abril _ Madrid, España (2008)*

B.2.3. Cercha

El caso extremo en el que la estructura no se adapta a la gráfica de momentos es a través de una viga de canto constante, sin embargo existen soluciones intermedias conocidas genéricamente como cerchas, que tiene canto variable, no antifunicular. La principal aportación de la cercha frente al arco es la eliminación de los empujes horizontales.

Existen multitud de tipologías de cercha, conocidas generalmente por el nombre de su descubridor o de la zona donde tuvieron más desarrollo.

(Las barras comprimidas están representadas pintadas, y las traccionadas en blanco)



Fig 49. Cercha triangular

CERCHA TRIANGULAR

Es la cercha más simple que existen, dos pares y un tirante que los une.

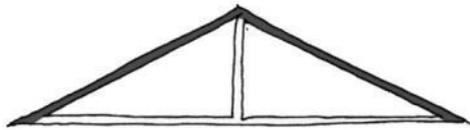


Fig 50. Cercha de pendolón

CERCHA DE PENDOLÓN

Igual que el ejemplo anterior, añadiendo un pendolón, que permite soportar la flexión del tirante cuando la luz hace que éste flec-te.

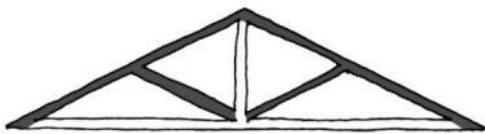


Fig 51. Cercha española

CERCHA ESPAÑOLA

Tras solventar el problema de la flexión con el pendolón, la siguiente barra que se refuerza es el par, colocándose así dos tor- napuntas.

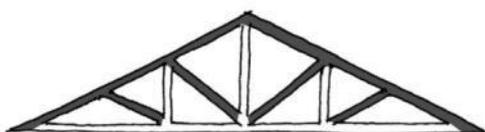


Fig 52. Cercha inglesa

CERCHA INGLESA

Conceptualmente pareja a la española, pe- ro con un número de barras mayor.

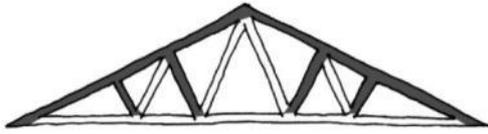


Fig 53. Cercha belga

CERCHA BELGA

Se diferencia de las anteriores por no tener barras verticales. El pendolón se sustituye por dos barras inclinadas (péndolas) y los refuerzos se hacen con tirantillas.



Fig 54. Cercha alemana

CERCHA ALEMANA

Solución que simplifica la cercha liberando el espacio central bajo ella.

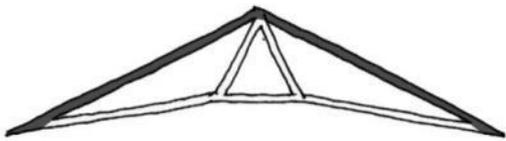


Fig 55. Cercha suiza

CERCHA SUIZA

De solución similar a la alemana y belga, con la particularidad de tener el tirante curvo o poligonal, con el objetivo de volver a liberar el espacio bajo ella.

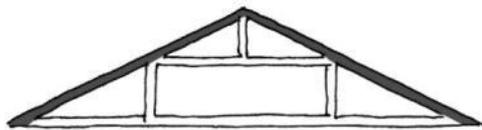


Fig 56. Cercha Palladio

CERCHA PALLADIO

Ejemplo con una barra horizontal llamada puente, con el objetivo de evitar la vista del pendolón en las cubiertas vistas.

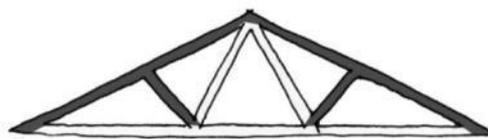


Fig 57. Cercha Polonceau sencilla

CERCHA POLONCEAU SENCILLA

Lleva el nombre del ingeniero que la desarrolló. Es una adaptación de la cercha belga.

Fig 58. Cercha Polonceau compleja



CERCHA POLONCEAU COMPLEJA

Ejemplo igual que el anterior pero más resistente y por tanto capaz de cubrir luces mayores.

CERCHA EN DIENTE DE SIERRA

Es una cercha asimétrica, cuyo objetivo es introducir la luz de manera indirecta a través del plano con mayor pendiente.

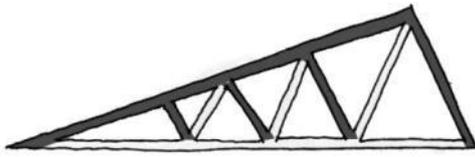


Fig 59. Cercha en Diente de sierra

HAMMER BEAM

Es una de las más originales, con la peculiaridad de usar barras curvas para sustituir el tirante.

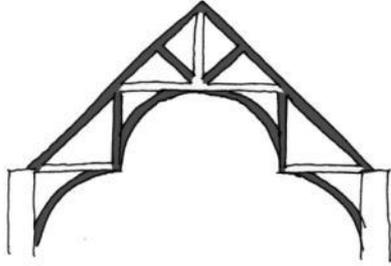


Fig 60. Hammer Beam



Fig 61. Ejemplo de cercha española



Fig 62. Ejemplo de Hammer Beam



Fig 63. Ejemplo de cercha en diente de sierra



Fig 64. Ejemplo de cercha Polonceau

B.2.4. Vigas en celosía

Con este tercer modelo, junto a las cerchas y los arcos triangulados, completamos las estructuras trianguladas planas. Las triangulaciones pueden ser de dos tipos, simétrica, y de montantes verticales y diagonales. De acuerdo al uso y disposición de las cargas conviene una u otra disposición de dichos montantes y diagonales.

En las vigas en celosía generalmente el cordón superior está sometido a compresión, mientras que el inferior está sometido a esfuerzos de tracción. En cambio los montantes y diagonales presentan más variabilidad, según la inclinación de las diagonales pueden estar todas traccionadas, todas comprimidas, alternadas... El esfuerzo de los montantes adyacentes suele ser el contrario.

Está contrastado por estudios que la mejor proporción para las 'celdas' de una viga triangulada está entre 1/1 y $\sqrt{2}$ para los modelos Howe y Pratt, y que el ángulo óptimo para el modelo Warren está en los 45°.

Existen infinidad de tipos de vigas trianguladas, estudiaremos las más comunes:

- Celosía Long
- Celosía Howe
- Celosía Pratt
- Celosía Warren
- Celosía Viendeel
- Celosía en K

CELOSÍA LONG

Esta celosía lleva el nombre de su descubridor Stephen Harriman Long, ingeniero, explorador y militar estadounidense que estuvo muchos años dedicado al estudio del ferrocarril. Estos estudios le llevaron a conseguir muchas patentes a su nombre.

La celosía Long se caracteriza por la unión de los cordones superior e inferior mediante montantes verticales, todos ellos arriostados por diagonales dobles.

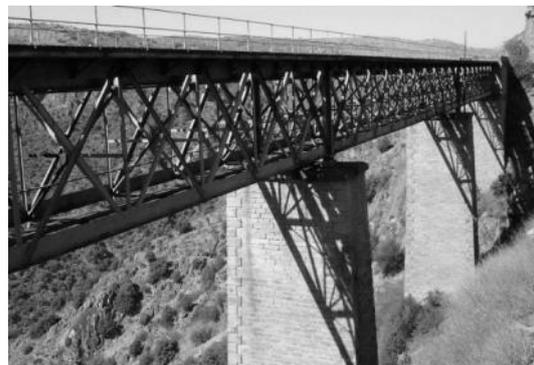


Fig 65. Ejemplo de Celosía Long

Este tipo de celosía fue muy habitual en la construcción de pasos para el ferrocarril a principios de siglo XIX.

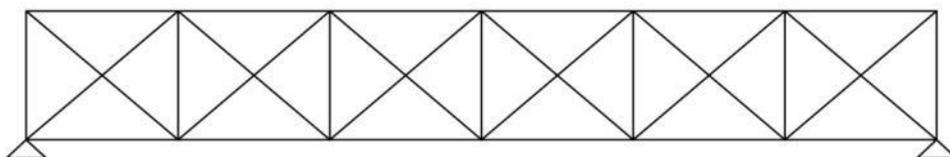


Fig 66. Esquema de Celosía Long

CELOSÍA HOWE

Fue patentada en 1840 por William Howe, general militar británico, aunque ya había sido utilizada con anterioridad.

Al ser una de las más antiguas, no está muy pensada para optimizar el uso del acero y sí el de la madera. Esto se debe a que las diagonales trabajan a compresión y los montantes a tracción, de esta forma, las piezas más largas tienen mayor pandeo.



Con la aparición del acero se empezaron a combinar los materiales para aprovechar el rendimiento de este tipo de celosía.

Fig 67. Ejemplo de Celosía Howe

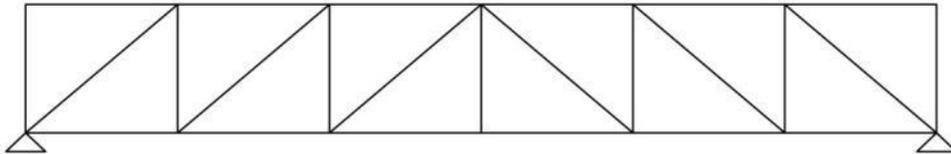


Fig 68. Esquema de Celosía Howe

CELOSÍA PRATT

Originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt, en 1844, representa la adaptación de la celosía Howe al nuevo material de construcción, el acero.

Se lleva a cabo a partir de una solución lógica, invirtiéndose el trabajo de montantes y diagonales respecto a la celosía Howe, de esta forma los elementos más largos (diagonales) están sometidos a tracción y los montantes a compresión, pudiendo reducir las secciones debido a que el pandeo es proporcional a la longitud de la barra.



Fig 69. Ejemplo de Celosía Pratt

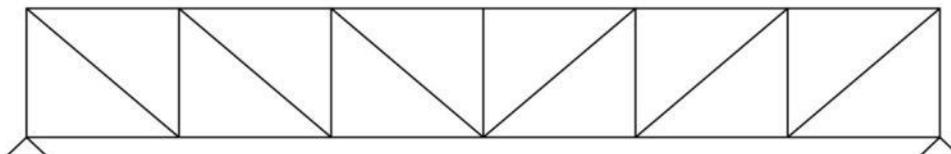


Fig 70. Esquema de Celosía Pratt

CELOSÍA WARREN

Debe su nombre a su descubridor James Warren en 1848. Elimina los montantes trabajando con triángulos equiláteros. Las diagonales, todas de la misma dimensión, trabajan alternativamente a compresión y a tracción.

Su configuración simétrica la hace ideal para asumir cargas variables y alternas. Otra de sus ventajas es que trabaja con piezas similares, por lo que la hace económica desde el punto de vista de la producción. Tiene una variante en la que introduce montantes, surge con el objetivo de transmitir las cargas de compresión a elementos más cortos, disminuyendo las secciones y los costes.



Fig 71. Ejemplo de Celosía Warren con montantes

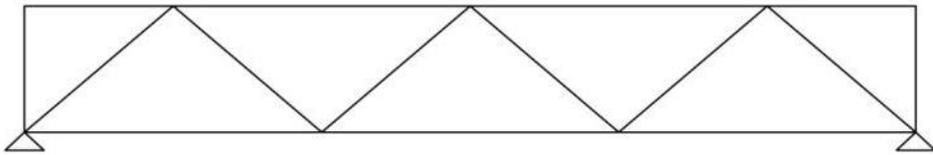


Fig 72. Esquema de Celosía Warren

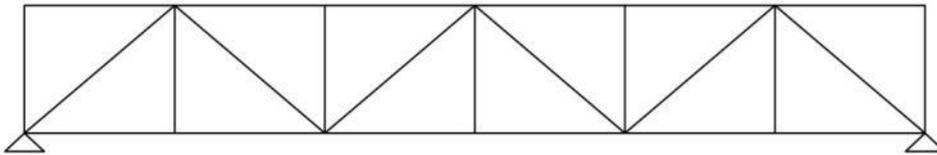


Fig 73. Esquema de Celosía Warren con montantes

CELOSÍA VIERENDEEL

Por su configuración se puede decir que es una pseudocelosía, ya que no está formada por estructuras trianguladas.

Lleva el nombre en honor a el ingeniero belga que la desarrolló, A. Vierendeel. Su característica principal es que lleva obligatoriamente uniones rígidas y que no tiene diagonales, aprovechando sus aperturas. Esto provoca que necesite secciones mayores.



Fig 74. Ejemplo de Celosía Vierendeel



Fig 75. Esquema de Celosía Vierendeel

CELOSÍA EN K

Esta celosía tiene un comportamiento estructural similar a la viga Vierendeel, con la aportación que suponen las diagonales, cuyo objetivo es reducir la longitud de pandeo, y consecuentemente obtener perfiles de menor entidad.



Fig 76. Ejemplo de Celosía en K

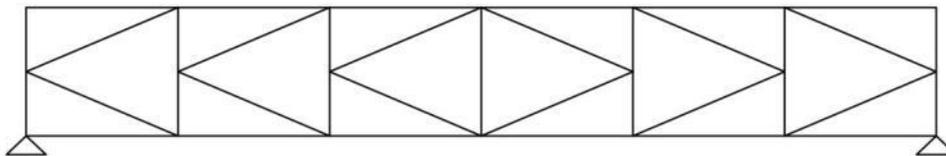


Fig 77. Esquema de Celosía en K

B.2.5. Estructuras superficiales**HORMIGÓN ARMADO**

Las estructuras superficiales de hormigón armado que pueden lucir importantes son la losa maciza y el forjado reticular. Sin embargo, el uso de la losa maciza no es muy frecuente ya que para cubrir grandes vanos es necesario un gran espesor, y por tanto el peso propio juega en su contra.

El forjado reticular consigue solucionar este problema de la losa maciza a partir de una red de nervios de hormigón armado de pequeña entidad y próximos unos de otros, de tal forma que la carga es compartida por toda la superficie y se libera peso del hormigón a través de los casetones.

La ventaja de este sistema al trabajar con esfuerzos superficiales, y no lineales, es la desaparición de las vigas. El principal problema de los forjados reticulares es el punzonamiento, concentrado donde aparecen las cargas verticales más importantes, los pilares. Dicho problema se soluciona macizando el área próxima a esos esfuerzos, formándose ábacos.



Fig 78. Hangar Orvieto, Pier Luigi Nervi



Fig 79. Fábrica de lanas Gatti, Pier Luigi Nervi

Uno de los mayores representantes en este campo fue el ingeniero italiano Pier Luigi Nervi, cuyos estudios sobre el estado tensional de una estructura le llevaron a crear diseños con luces increíbles, considerándole como uno de los máximos exponentes de la ingeniería y construcción de siglo XX. Uno de sus ejemplos más concurrentes fue El Palacio del Lavoro (Fig 80).



Fig 80. El Palacio del Lavoro, Pier Luigi Nervi + Antonio Nervi _ Turín, Italia (1961)

PARABOLOIDES HIPERBÓLICOS

Estas estructuras se basan en la suma de geometrías sencillas a partir de las curvas cónicas (elipse, parábola e hipérbola). Estas curvas cónicas representadas en tres dimensiones constituyen lo que se conoce como superficies cuádricas.

En la arquitectura, el paraboloides hiperbólico, una de estas superficies cuádricas, ha sido empleado por grandes autores, como Gaudí, sin embargo destacaremos el trabajo y estudio de estas estructuras de Félix Candela.

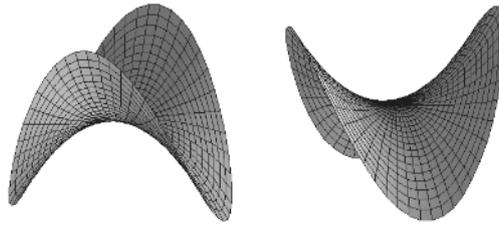


Fig 81. Superficies cuádricas, paraboloides hiperbólico

Lo que motivó a ambos autores fue que este diseño cuádrico podía ejecutarse a partir de líneas totalmente rectas, permitiendo luces considerables con un diseño determinado por las matemáticas y la geometría.

MALLAS ESPACIALES

La peculiaridad de estas estructuras reside en la distribución de sus elementos resistentes tal que no permiten un análisis por planos o elementos independientes, sino en su conjunto. A esto se debe fundamentalmente las fuertes limitaciones que ha tenido durante años, sin embargo esta complejidad en el cálculo se resolvió con el empleo de los ordenadores, potenciando enormemente su competitividad.

Dentro de la variedad de las estructuras espaciales, las que han sido objeto de mayor avance son las consideradas como celosías tridimensionales, o mallas espaciales. Estas están conformadas a base de elementos muy simples como son barras y nudos.

El trabajo conjunto de todos estos elementos ante los esfuerzos es una de las aptitudes más significativas, provocando además una ocupación de volumen mínima, pudiendo soportar y cubrir mayores espacios con los mismos niveles de esfuerzos que una celosía plana. Otro rasgo fundamental es la rigidez del conjunto estructural, comportándose como un entramado indeformable.

Dentro de las mallas espaciales podemos distinguir entre tres tipos, según el número de capas; monocapa, doble capa y triple capa. De las mallas monocapa cabe citar que únicamente son estables si se conforman mediante superficies de doble curvatura, como cúpulas. Las de doble capa se han considerado como las más habituales. Por último, las mallas de triple capa tienen importantes ventajas respecto a su rigidez, sin embargo su número de conexiones hace poco rentable su uso.

Por último, la clasificación de las mallas se hace según la geometría, pudiendo ser planas, abovedadas, esféricas e incluso con formas muy singulares.

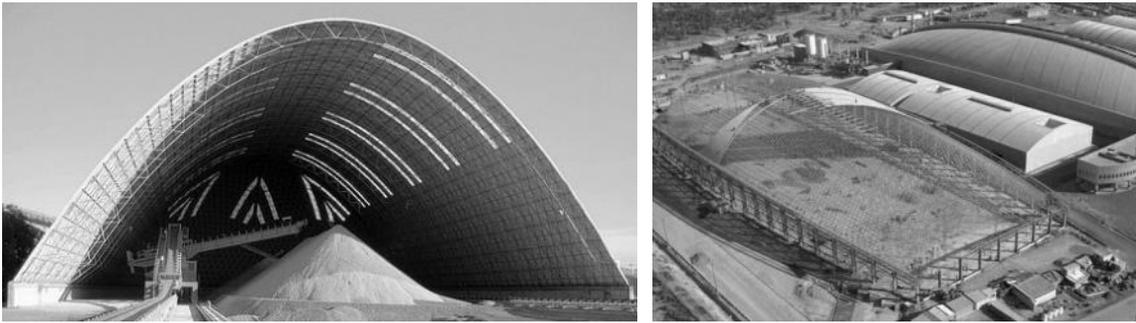


Fig 82. Modelos de mallas espaciales del grupo Geometrica (Bóvedas 40-100 m. / 224 x 84 m.)

B.2.6. Otras estructuras: membranas

Este tipo de estructuras textiles no tienen apenas repercusión hasta mediados de siglo XX, cuando se comienza a desarrollar su uso arquitectónico en forma de grandes luces. El uso de estas estructuras está generalizado para cubrir, que no cerrar, espacios de grandes dimensiones como zonas deportivas.

Emplean fundamentalmente materiales tensados, ya sean membranas textiles, láminas ligeras, mallas de cables... Son estructuras ligeras tensadas que únicamente tienen rigidez a tracción.



Fig 83. Estadio Olímpico, Frei Otto_ Munich, Alemania (1968)

C. EL GIMNASIO MARAVILLAS

C. EL GIMNASIO MARAVILLAS

C.1. ALEJANDRO DE LA SOTA: ARQUITECTURA

La producción arquitectónica de Alejandro de la Sota puede entenderse como una evolución en la que va desapareciendo gradualmente lo superfluo, acercándose poco a poco a la esencia e idea origen de cada proyecto.

Los críticos dividen el trabajo profesional de Alejandro de la Sota en 5 etapas. Debido a la continuidad en su evolución son muy importantes los periodos de inactividad productiva, llamados ‘silencios’ por Baldellou y que han servido de referencia a la hora de plantear la estructura de su trabajo profesional:

- Primera etapa (1941-1956): En ella se desarrolla la transición desde el academicismo de la Escuela hasta los esquemas racionalistas.
- Segunda etapa (1957-1963): Es su etapa más fructuosa, cuando produce sus obras con mayor reconocimiento, usando lo que él denomina ‘arquitectura lógica’.
- Tercera etapa (1964-1969): Es una continuidad de los planteamientos de la etapa anterior, pero con un interés por la industrialización de la arquitectura.
- Cuarta etapa (1970-1984): Determinada por su salida de la Escuela, se caracteriza por sus últimas
- Quinta etapa: El final de su labor profesional se caracteriza por sus intervenciones en el patrimonio.

El Gimnasio del Colegio Maravillas (Fig 85), construido entre 1960 y 1962, se sitúa en la segunda etapa, donde Alejandro de la Sota defiende la arquitectura que el mismo define como ‘arquitectura lógica’, ya que el proyecto surge a partir del planteamiento racional del programa.

Alejandro de la Sota: “Este edificio del año 62, nació a su aire. Preocupados con los problemas urbanos, aprovechamiento del mal solar, económicos, no dio margen para preocuparse por una arquitectura determinada; por eso carece de cualquiera de ellas. Tal vez sea otra; tal vez. Explicarlo llevaría a la polémica de: Arquitectura si, Arquitectura no.”

El Gimnasio Maravillas de Madrid, es considerada una de las dos grandes obras maestras de Alejandro de la Sota junto al Gobierno Civil de Tarragona (Fig 84), de 1957. La crítica es unánime al valorar al gimnasio como una de las obras más representativas de la arquitectura moderna española y una obra de gran importancia en la historia de la arquitectura moderna a nivel internacional.



Fig 84. Gobierno Civil de Tarragona _ España (1957)



Fig 85. Gimnasio Maravillas _ Madrid, España (1960)

El gimnasio maravillas tuvo la finalidad de representar la afinidad con su entorno, buscando ser parte de un todo dentro de algo que ya se encontraba impuesto. Por eso es un proyecto que enfrenta el lugar, la construcción, el uso, la estructura y la materialidad, donde su resultado emana de la relación con las actividades cotidianas y la respuesta al programa requerido.

Alejandro de la Sota presenta el proyecto como la fusión de múltiples componentes, por esto el proyecto es entendido como un único conjunto que representa la relación entre estructura y arquitectura, donde el conocimiento de los conceptos del trabajo ha obtenido una respuesta clara pero bien estructurada, respondiendo con perfección a cada una de las decisiones tomadas durante el proceso creativo.

Finalmente, podemos decir que el Gimnasio Maravillas es una simbiosis de múltiples conceptos reflejados en el resultado final, trabajando la estructura como algo estético, perceptual y tectónico.

C.2. LA SOLUCIÓN 'LÓGICA' DE LA SECCIÓN

El proyecto para el Gimnasio Maravillas tuvo un proceso muy 'lógico' como el propio de la Sota defendía. El primer problema fue afrontar los 12 metros de desnivel que existían. La diferencia de cotas permitía encajar un volumen en el que sus dos niveles coincidieran con las dos calles, de esta forma se aprovecharía la cubierta de dicho volumen como patio de juegos para el Colegio.

En consecuencia, ya que la iluminación del gimnasio no podría existir por la parte superior, debería de solucionarse en la fachada de la calle Joaquín Costa. Esto suponía un problema, ya que era una calle con mucho tránsito de tráfico y ruido, por lo que se llegó a una estratificación de la fachada, dejando un paño ciego en la parte baja y resolviendo la iluminación por la parte superior.

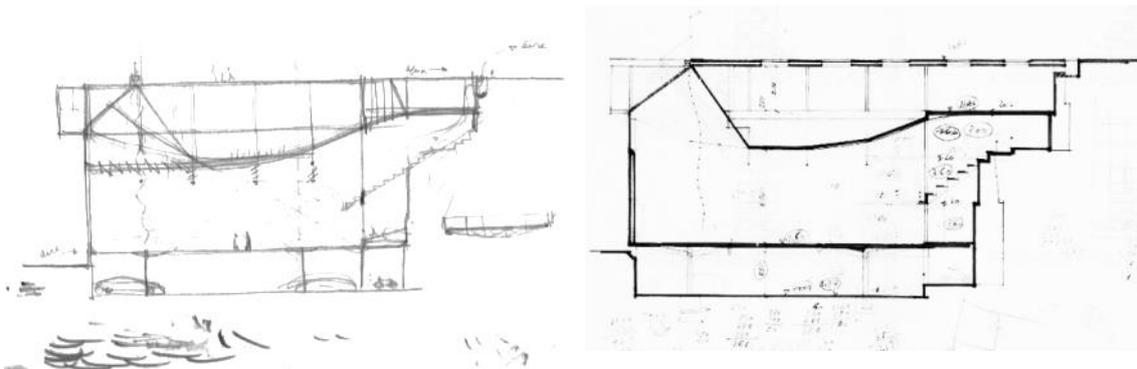


Fig 86. Croquis, sección transversal _ Alejandro de la Sota

Como ya hemos citado antes, el volumen cuenta con una altura de 12 metros, correspondientes a la diferencia de cotas entre la calle y el patio de juegos del colegio. Por consecuente, el siguiente paso fue dividir la altura en 3 niveles.

El semisótano se destinó a garaje, talleres y almacenes (posteriormente se construiría una piscina), en la planta baja, de mayor entidad, corresponden al espacio del gimnasio y algunas pistas deportivas, en las plantas siguientes se encuentran ubicados lateralmente espacios que sirven como locales de biblioteca o salas de reuniones. Por último el espacio ubicado sobre el gran vacío del gimnasio, entre las cerchas, que cuenta con tres aulas de conferencias, con el forjado siguiendo la geometría del cordón inferior de las cerchas. La cubierta de estos espacios correspondía al patio de juegos de los estudiantes del Colegio.

Existían dos causas que prácticamente obligaban a situar las salas de conferencias y aulas bajo el patio de juegos: La necesidad de iluminación natural durante todo lo posible, y la proximidad de estas áreas al colegio, situado en la cota superior. De esta forma se proyectaron dos accesos desde la parte superior y uno desde la calle principal.

Se usaron materiales de aspecto cálido, como la madera, para lograr una empatía con aquellos que iban a estar en el espacio. Además de un adecuado aislamiento acústico y un buen sistema de ventilación cruzada y natural.

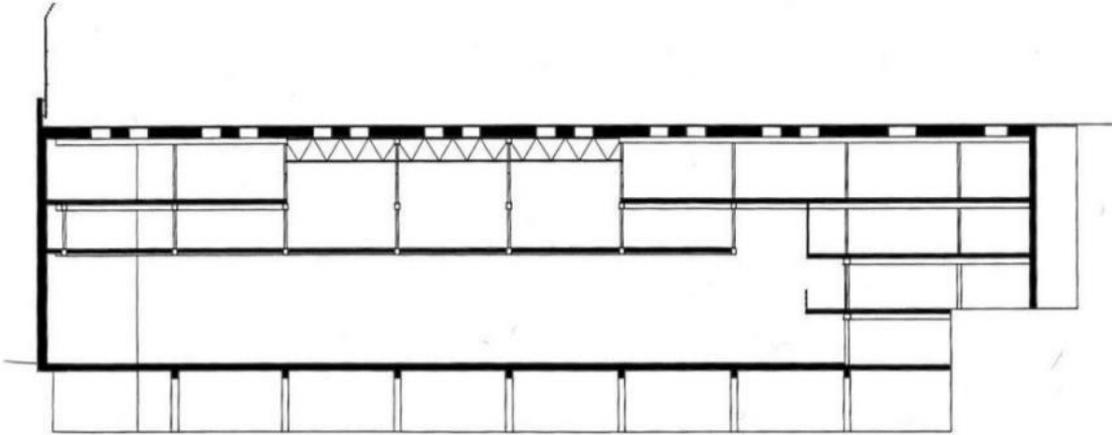


Fig 87. Sección longitudinal

La siguiente traba fue solucionar el aspecto estructural, ya que había que cubrir un espacio sin soportes intermedios y con un peso muy significativo, ya que debía sostener el peso del patio de juegos y el nivel de aulas. De esta forma, se proyectaron unas vigas puente de 20 metros de longitud separadas cada 6 metros.

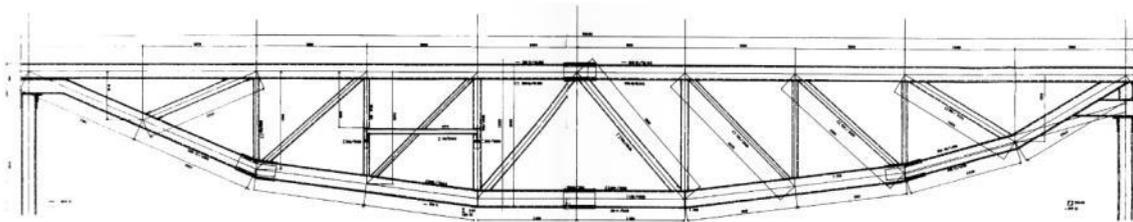


Fig 88. Viga puente de 20 metros para la estructura principal del Gimnasio

Entre la estructura principal formada por estas vigas puente se conformó un forjado poligonal siguiendo la geometría de la jácena inferior, donde se situaron tres grandes aulas para conferencias ya mencionadas anteriormente. Dichas aulas no llegaban a ocupar toda la jácena, retranqueándose para permitir situar un lucernario en el lado Sur, que iluminaba las aulas y el gimnasio, situado bajo estas.

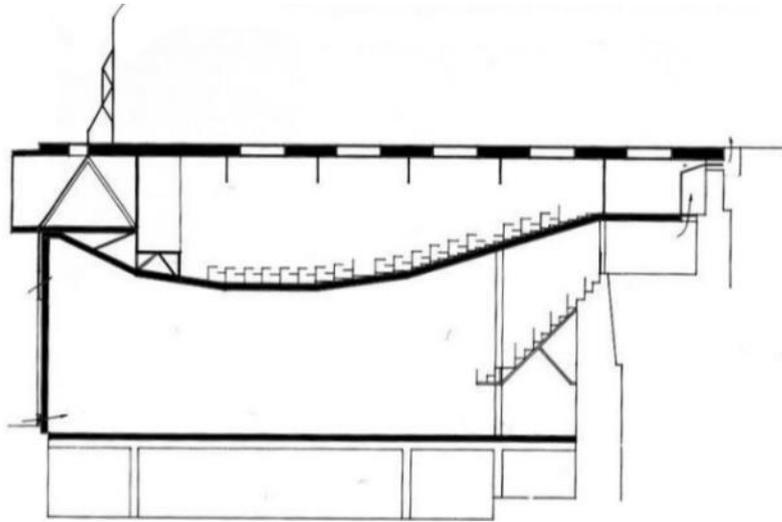


Fig 89. Sección transversal (aulas)



Fig 90. Lucernario



Fig 91. Aulas entre las cerchas

Se obtuvo así un máximo aprovechamiento de la sección, en la que aparecía un 'vientre' suspendido que generaba un espacio interior para el gimnasio muy elocuente.

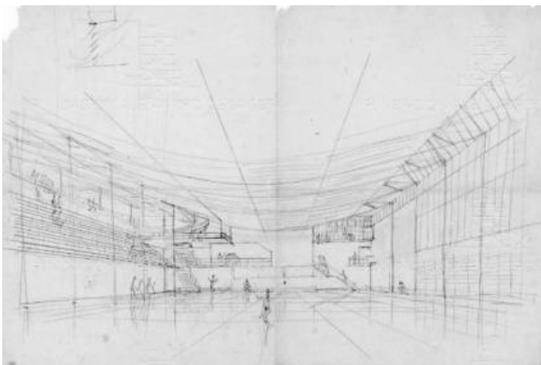


Fig 92. Croquis, perspectiva interior del gimnasio



Fig 93. El gimnasio bajo el 'vientre' de las aulas

La forma en que se resolvió la sección condicionó el resto del proyecto, tanto la disposición de los espacios y recorridos como el propio sistema estructural. A pesar de que lo más 'común' era resolver las grandes luces con una cubierta ligera (que no resolvía los pesos considerables que aquí se tenían), tuvo que proyectarse una respuesta eco-

nómicamente grande pero que solucionaba los problemas de iluminación, ventilación y acceso de las diferentes áreas de uso.



Fig 94. El 'vientre' de la estructura antes y después de su construcción

C.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El diagrama transversal del proyecto confiaba en el sistema estructural del Gimnasio como solución al programa que se definía. La resolución por tanto de la viga triangulada fue clave para el desarrollo del edificio.

Alejandro de la Sota elige un modelo Howe modificado personalmente, ya que faltan los montantes extremos y el central, además las barras diagonales no son paralelas. Probablemente estas alteraciones se deban a la configuración geométrica de la jácena inferior, que adquiere la forma de catenaria. Seguramente se vio obligado a esta solución para la introducción de luz al gimnasio en un extremo, y la colocación del graderío al otro. El modelo Howe, descrito en capítulos anteriores, se caracteriza por que sus montantes trabajan a tracción mientras que las diagonales están sometidas a esfuerzos de compresión.

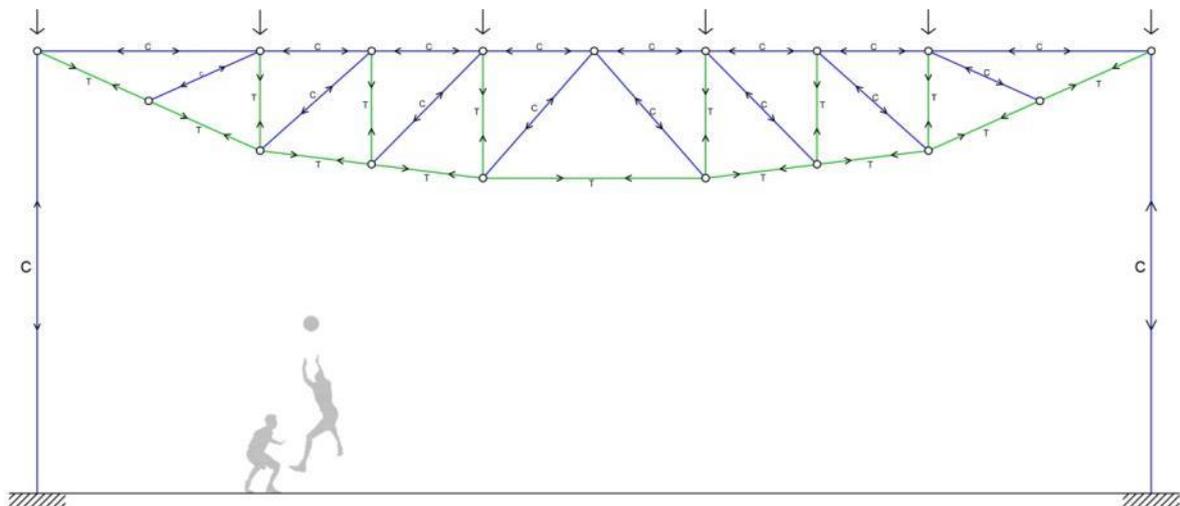


Fig 95. Esquema funcionamiento Viga triangulada Howe, Gimnasio Maravillas

La estructura del gimnasio está compuesta por unos muros de contención de hormigón armado, los cuales fueron colocados sobre el escalonamiento preexistente del terreno. El resto de la estructura se conformó con perfiles metálicos. Las vigas, apoyadas sobre pilares de 8 metros de altura, solventaban una luz de 20 metros y tenían una crujía de 6 metros, como ya se ha citado anteriormente, no solo se debían de encargar del cerramiento superior del gimnasio, sino de sustentar un forjado dedicado a patio de juegos (importante sobrecarga) y un grupo de aulas, por lo que las barras de la celosía estarían sometidas a importantes esfuerzos. La viga tenía un canto de 2'30 metros y estaba dividida en montantes y diagonales cada 2 metros, esto es un dato importante para la conexión con la estructura secundaria superior.

Sobre las vigas puentes se dispuso una estructura secundaria, formada por vigas trianguladas tipo Warren cada 4 metros. Este modelo geométrico forma una serie de triángulos isósceles de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. La viga Warren fue una idónea solución ya que las cargas del forjado superior eran variables (patio de juegos), y este modelo es muy ventajoso cuando existen diferentes configuraciones de carga.

Dicha estructura secundaria tenía dos funciones, sujetar el forjado superior correspondiente al patio de juegos y arriostrar la estructura principal. De esta forma se dispusieron cada 4 metros, apoyándose en los nudos de la estructura principal.

No ha sido posible encontrar información acerca de los perfiles utilizados ni su dimensión, aunque se intuye por las fotos que son dos perfiles UPN unidos en cajones soldados.

Alejandro de la Sota consigue transformar las cargas superficiales del forjado superior en cargas lineales sobre la estructura secundaria que la trasladan a la estructura principal como cargas puntuales sobre los nudos, obteniendo así un resultado óptimo ya que las barras únicamente trabajan con esfuerzos axiales, como debe de ser en una estructura triangulada.

Esto mismo ocurre en el forjado poligonal inferior, ya que este se apoya sobre unas vigas que arriostran la jácena inferior y trasladan las cargas del forjado en cargas puntuales sobre los nudos.

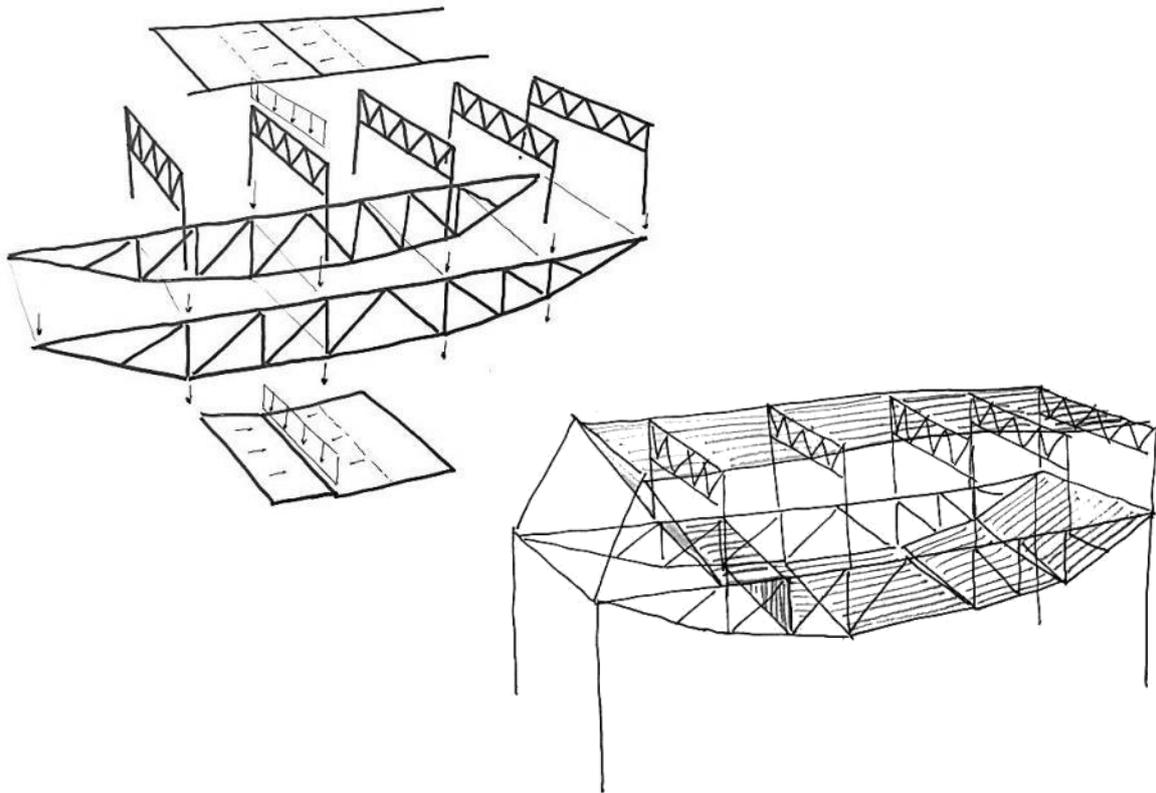


Fig 96. Esquema del funcionamiento estructural

C.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DEL GIMNASIO MARAVILLAS

Se han calculado las cargas y el estado de la estructura del Gimnasio Maravillas de Alejandro de la Sota, contrastándolo con diferentes variaciones para conocer el resultado idóneo de la estructura principal.

C.4.1. Evaluación de cargas

Para la previsión de cargas y esfuerzos de la estructura se han considerado la siguiente situación de cargas⁹:

- Forjado superior
 - Peso propio 0.3 t/m^2
 - Sobrecarga de uso¹⁰ 0.5 t/m^2
 - Total 0.8 t/m^2

⁹ Las acciones del viento y datos climáticos, así como el peso propio de la viga que conforma la estructura principal han sido introducidas en el cálculo a través del programa, mientras que el peso propio, sobrecarga de uso y peso de la tabiquería interior se ha calculado y llevado a la estructura en los nudos concretos.

¹⁰ Categoría de uso C4: Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas. Carga uniforme 5 kN/m^2 . Pág.5 DB SE-AE (Tabla 3.1)

- Forjado inferior
 - Peso propio 0.3 t/m²
 - Sobrecarga de uso¹¹ 0.4 t/m²
 - Total 0.7 t/m²
- Tabiquería interior apoyada sobre la jácena superior: 0'5 t/ml
- Acción del viento: Zona A¹² v=26m/s
- Datos climáticos: Zona climática 4¹³ Altitud 657 (Comunidad de Madrid)

C.4.2. Modelo de cálculo

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

G_k	Acción permanente
Q_k	Acción variable
γ_G	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
$\psi_{p,1}$	Coefficiente de combinación de la acción variable principal
$\psi_{a,1}$	Coefficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

El perfil utilizado para el cálculo fue el modelo UPN unido en cajón soldado. Para el dimensionamiento se agruparon las barras en grupos, en base a las fotos de la obra:

- Cordón superior
- Cordón inferior
- Montantes
- Diagonales extremos
- Diagonales centro
- Diagonales intermedias

¹¹ Categoría de uso C4: Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas. Carga uniforme 5kN/m². Pág.5 DB SE-AE (Tabla 3.1)

¹² Zona A. Velocidad básica del viento 26m/s. Pág.23 DB SE-AE (Anejo D Figura D.1)

¹³ Zona 4. Pág.42 DB SE-AE (Anejo E Figura E.2 Tabla E2.2)

Material		E	ν	G	f_y	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)		(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(t/m ³)
Acero laminado	S275	2.140.672'8	0'300	825.688'1	2.803'3	0'000012	7.850

E: Módulo de elasticidad

ν : Módulo de Poisson

G: Módulo de cortadura

f_y : Límite elástico

α_t : Coeficiente de dilatación

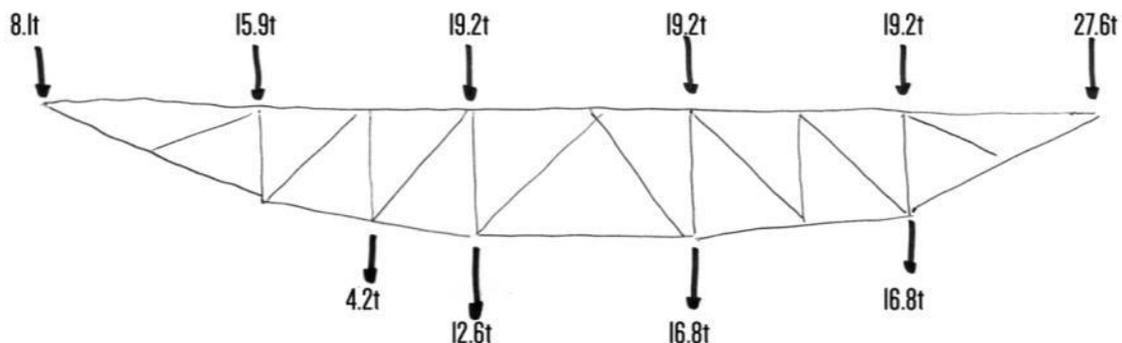
γ : Peso específico

Tras calcular manualmente el peso propio y sobrecarga de uso que tiene la estructura, se han desarrollado todas las posibilidades de carga de viento y nieve a través del programa informático Cype: Generador de Pórticos. Posteriormente se ha trasladado el pórtico a Cype3D donde se han introducido las cargas sobre los nudos y se ha generado la evaluación de la estructura.

C.4.3. Análisis de diferentes variaciones

C.4.3.1. Modelo 1: Estructura original

Los siguientes valores son el resultado del cálculo realizado en la previsión de cargas (exceptuando los datos climáticos y de nieve).



Después del cálculo y predimensionado realizado con la previsión de cargas y con la ayuda del programa informático, observamos cómo trabaja cada barra de la estructura y se anotan los valores de esfuerzos máximos en las barras, así como la flecha. Además también se analizará la cantidad de acero necesario y la superficie de este. Todos estos datos servirán para comparar con diferentes alteraciones de la estructura original con el fin de encontrar el resultado idóneo para la estructura.

De esta forma, someteremos a la estructura a ligeros cambios, completando los montantes que faltan del modelo Howe, repartiendo la carga de forma diferente, alterando el canto o el número de celdas, cambiando el perfil, la materialidad y la geometría de la estructura.

(Los valores negativos corresponden a esfuerzos de compresión, y los positivos de tracción)

Barras		t/c	N_{max.} (t)	Perfil 2UPN
Diagonales	Centrales	c	-4.6	65
	Intermedias	c	-16.0	120
	Extremas	c	-6.6	80
Montantes		t	+8.0	140
Cordón superior		c	-81.6	320
Cordón inferior		t	+81.4	320

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha_{max.}	Flecha_{modelo}
Flecha	-35.8	-10.6	L/300	L/558

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7383.2	71.0

C.4.3.2. Modelo 2: cargas repartidas en todos los nudos

La primera variación que acometeremos será repartir las cargas puntuales entre todos sus nudos, ya que Alejandro de la Sota lleva la carga al pórtico principal a través de vigas situadas cada dos nudos. Por lo consiguiente, se reparte la carga entre todos sus nudos debido a que como es sabido una viga funciona mejor ante una carga uniformemente repartida que concentrada en un punto.

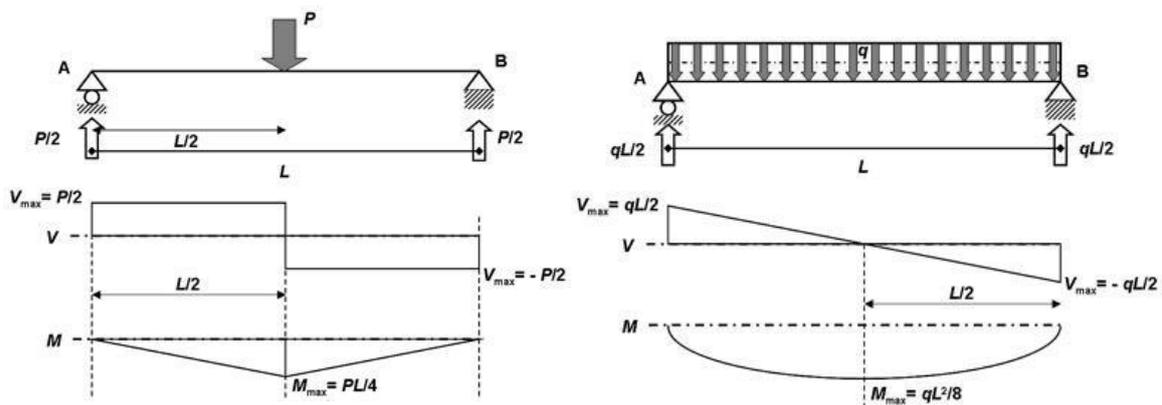


Fig 97. Diagramas de esfuerzos con carga puntual y carga distribuida

Por ejemplo, se considera una carga puntual P=10t y una luz L=4m.

$$M_{max} = P \times L/4 = 10t \times 4m/4 = 10mt$$

Ahora consideramos una $Q=2.5t/ml$, equivalente a $P=10t$

$$M_{max} = Q \times L^2 / 8 = 2.5t/ml \times 4^2m / 8 = 5mt$$

El segundo ejemplo con la carga uniformemente repartida está sometido a menos esfuerzos que el primer ejemplo, y sin embargo la carga es la misma.

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-5.9	80
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-16.2	120
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	-8.6	80
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+5.1	65
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-83.5	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+83.1	400

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha $_{max.}$	Flecha $_{modelo}$
Flecha	-33.9	-10.3	L/300	L/590

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7929.2	75.6

Con los resultados obtenidos se obtiene un ligero crecimiento de los esfuerzos de compresión en las barras diagonales, pero por el contrario los montantes trabajan con menos carga. Los cordones superior e inferior trabajan de manera similar en los dos casos, aunque el cordón inferior aumenta su sección para resistir a las sollicitaciones. En cuanto al análisis de la flecha se gana una diferencia de 1'9mm, sin embargo esta ligera y despreciable mejora de flecha no compensa el incremento de perfil de la jácena inferior, que aumenta considerablemente el peso total.

Otro dato importante que no se ha tenido en cuenta en el estudio es la estructura secundaria, que aunque sería de menor entidad, se multiplicaría para poder llevar la carga a todos los nudos.

C.4.3.3. Modelo 3: adición de los montantes que faltan

Como ya se ha citado con anterioridad, el modelo original de la estructura no corresponde a una celosía Howe completa, ya que presenta ciertas variaciones. Con la siguiente alteración se pretende encontrar el porqué de la ausencia de tres montantes (los dos extremos y el central).

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-4.5	65
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-15.6	120
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	-8.4	80
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+8.1	65
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-81.6	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+79.9	320

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha $_{max.}$	Flecha $_{modelo}$
Flecha	-35.6	-10.5	L/300	L/561

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7456.4	72.2

Los valores obtenidos son muy parejos, los esfuerzos de las barras tienen ligeras variaciones pero al añadir estos tres montantes se alcanza un peso y una superficie de estructura mayor, por lo que se entiende la razón de su ausencia.

C.4.3.4. Modelo 4: variación del canto

La siguiente medida que se estudia es la variación del canto original, de 2.30 metros, con el objetivo de conocer el funcionamiento de la estructura con un canto superior de 2.50 metros.

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-4.9	80
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-11.9	100
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	-6.3	65
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+5.4	65
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-75.5	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+74.2	320

Con esta variación obtenemos unos datos más favorables en esfuerzos axiales de las barras, ya que trabajan con menos carga. Cuando contrastemos este dato con el del peso de la estructura obtendremos si realmente la disminución de los perfiles en oposición al aumento de la longitud de las barras consigue un resultado positivo.

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha $_{max.}$	Flecha $_{modelo}$
Flecha	-31.8	-9.5	L/300	L/624

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7364.9	71.0

Finalmente analizando los resultados a flecha y peso de la estructura se logra un resultado muy adecuado.

Por el contrario, aunque a nivel estructural la viga triangulada funcione mejor con mayor canto, no podemos olvidarnos de que un aumento de canto provoca que la jácena inferior descienda, reduciendo la altura y por consiguiente el espacio interior del gimnasio.

En el siguiente modelo estudiaremos el funcionamiento de la estructura con un canto de 2.00 metros.

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-5.0	80
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-15.1	120
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	-12.2	100
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+6.8	80
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-93.1	350
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+92.6	400

El dato más importante de esta variación es el aumento considerable de esfuerzos en los cordones, que además tienen que aumentar la sección para resistir las solicitaciones.

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha $_{max.}$	Flecha $_{modelo}$
Flecha	-40.1	-11.9	L/300	L/498

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7955.2	76.6

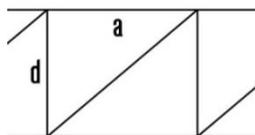
En resumen, una variación del canto podría optimizar el funcionamiento estructural y someter a las barras a menores esfuerzos siempre que sea aumentándolo. Sin embargo, aunque se obtenga una mejora estructural, se produce una probable e importante pérdida espacial del gimnasio que habría que tener en cuenta.

C.4.3.5. Modelo 5: variación del nº de celdas

Como ya se ha explicado en capítulos anteriores, es conocido el dato de las proporciones idóneas así como el ángulo de las diagonales en una estructura triangulada¹⁴.

¹⁴ AROCA, Ricardo. 2000. *Vigas trianguladas y cerchas*. Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM. (Pag.6-7).

$$1 > a/d > \sqrt{2}$$



En el siguiente análisis se altera el número de celdas del pórtico triangulado para comprobar el funcionamiento de la viga con distinta proporción entre barras, siempre cumpliendo la condición explicada anterior. En el primer modelo se ha añadido dos nuevas celdas y la nueva separación entre montantes será de 1'66 metros. Cabe destacar que la variación del número de montantes provocaría un cambio en la estructura superior, de forma que las cargas y el peso del forjado del patio de juegos se trasladará de una forma diferente a la original.

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-5.5	80
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-20.5	140
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	-7.5	65
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+1.9	65
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-84.2	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+86.7	350

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha $_{max.}$	Flecha $_{modelo}$
Flecha	-37.1	-11.6	L/300	L/539

	Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición	7731.9	77.1

Los resultados obtenidos son realmente negativos, se produce un aumento de esfuerzos en las barras comprimidas (diagonales), además los valores de flecha son peores al estado previo, sin embargo donde está el contraste más considerable es en el aumento del peso de la estructura.

En la siguiente tabla se estudiara el efecto contrario, disminuyendo el número de celdas y por tanto la cantidad de acero de la estructura. Esta nueva variación provocará la eliminación de dos montantes y la nueva separación entre los restantes de 2.50 metros.

Barras		t/c	$N_{max.}$ (t)	Perfil 2UPN
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	-10.8	120
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	-33.4	200
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>		
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	+7.9	65
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-82.6	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+87.9	380

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha_{max.}	Flecha_{modelo}
Flecha	-34.4	-31.3	L/300	L/581
			Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición			7939.8	77.9

El segundo ejemplo muestra como los montantes y diagonales trabajan con mayores esfuerzos, posiblemente por la ausencia de las diagonales de los extremos. A pesar de liberarnos de parte de la estructura, este modelo con un número menor de barras tiene un mayor peso que el original, debido al aumento de la sección de los perfiles en consecuencia del aumento de los esfuerzos axiales.

En resumen, las variaciones estudiadas en ambos caminos empeoran el rendimiento estructural y provocan un aumento de peso, ya sea por aumento de barras en la estructura o por aumento del tamaño de los perfiles.

C.4.3.6. Modelo 6: perfil HEB

En el mercado existen una gran variedad de perfiles de acero laminado para conformar estructuras de este tipo, a continuación se muestran las propiedades mecánicas de algunos de los más utilizados.

Perfil	Dimensiones (mm)			Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Momentos respecto a los ejes			
	H	B	t _w			Eje Y-Y		Eje Z-Z	
						I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)
IPE100	100	55	4.1	10.30	8.10	171	34.2	15.9	5.8
HEB100	100	100	6.0	26.00	20.4	449	89.9	167.3	33.4
UPN100	100	50	6.0	13.5	10.6	205	41.1	29.1	8.4

Aunque el perfil IPE trabaja idóneamente a flexión, se ha descartado por su escasa rigidez que motivaría problemas de pandeo. En consecuencia el perfil utilizado para comparar con la doble UPN en cajón soldado que usa Alejandro de la Sota en las cerchas del Gimnasio Maravillas es el HEB, con un buen comportamiento mecánico ante las solicitaciones requeridas.

Barras	t/c	N_{max.} (t)	Perfil HEB	
Diagonales	Centrales	c	-5.2	240
	Intermedias	c	-15.7	140
	Extremas	c	-10.3	240
Montantes	t	+8.7	120	
Cordón superior	c	-82.5	280	
Cordón inferior	t	+82.2	320	

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha_{max.}	Flecha_{modelo}
Flecha	-36.0	-10.7	L/300	L/555
			Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición			8149.3	132.2

Los datos muestran como los esfuerzos axiales de diagonales, montantes y cordones, así como los valores de flecha, son análogos a la estructura inicial. Sin embargo el cambio de perfil provoca un aumento considerable del tamaño de los perfiles en diagonales y montantes. Como era de esperar al utilizar un perfil abierto, el dato clave de esta comparación se encuentra en la superficie para pintar de la estructura, con un aumento de 61'2m², además de un aumento considerable de peso en 766'1kg.

C.4.3.7. Modelo 7: cambio de geometría (viga Pratt)

Como ya se ha explicado anteriormente, la viga Howe no era la más adecuada para celosías de acero, ya que sus piezas más largas estaban sometidas a compresión, lo que podía generar problemas de pandeo. La respuesta a este inconveniente se materializó con la viga Pratt, cuyas diagonales trabajaban a tracción y las piezas más cortas, los montantes, a compresión.

Conociendo esta base, el siguiente paso será estudiar la estructura cambiando la geometría interna del pórtico, transformando el modelo Howe alterado por el arquitecto y usando la viga Pratt.

Barras		t/c	N_{max.} (t)	Perfil HEB
<i>Diagonales</i>	<i>Centrales</i>	<i>c</i>	+3.1	65
	<i>Intermedias</i>	<i>c</i>	+14.8	80
	<i>Extremas</i>	<i>c</i>	+6.3	50
<i>Montantes</i>		<i>t</i>	-17.5	140
<i>Cordón superior</i>		<i>c</i>	-81.9	320
<i>Cordón inferior</i>		<i>t</i>	+81.3	320

Se observa realmente como la variación del trabajo a compresión por el trabajo a tracción de las diagonales provoca una disminución del tamaño de los perfiles respecto al original, en cambio, los montantes están más solicitados y por ello son de un perfil mayor.

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha_{max.}	Flecha_{modelo}
Flecha	-38.1	-11.1	L/300	L/525
			Peso (kg)	Superficie (m²)
Medición			7566.1	73.6

Los valores de flecha son aceptables y equiparables al modelo original, así como el peso y la superficie, por lo que con este ejemplo se obtiene un modelo con cualidades realmente válidas para competir con la estructura original.

C.4.3.8. Modelo 8: cambio de material

Tras analizar una serie de variaciones geométricas y dimensionales en la estructura, el siguiente cambio será cambiar la materialidad de la estructura, con su correspondiente cambio estético que supondría.

Como ya se ha explicado con anterioridad, en el mercado actual se dispone de una alta variedad tipológica de madera, ya sea madera aserrada, madera laminada o madera microlaminada. Para el siguiente análisis, se ha seleccionado como sustitución de los perfiles UPN usados por Alejandro de la Sota piezas de madera laminada GL34h.

Clase resistente	Resistencia (característica) (N/mm ²)				Rigidez (kN/mm ²)	Densidad
	f _{m,g,k}	f _{t0,g,k}	f _{c0,g,k}	f _{v,g,k}	E _{0,g,med}	D (kg/m ³)
GL36h	36	26	31	4.3	14.7	450

Barras	t/c	N _{max.} (t)	Escuadría (mm)
Diagonales	Centrales	-4.4	220x260
	Intermedias	-17.8	260x260
	Extremas	-9.1	320x260
Montantes	t	+9.7	260x260
Cordón superior	c	-80.4	660x260
Cordón inferior	t	+81.9	560x260

	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Flecha _{max.}	Flecha _{modelo}
Flecha	-35.0	-10.8	L/300	L/571

	Peso (kg)	Volumen (m ³)
Medición	12113.3	11.2

Los datos más concluyentes en esta comparación es el tamaño de escuadría necesaria para que las piezas de madera alaminada GL36h soporten las solicitaciones requeridas. Aunque las barras trabajen con esfuerzos relativamente similares, creo que el resultado estético condicionaría esta propuesta, ya que se obtendría una estructura desproporcionada visualmente.

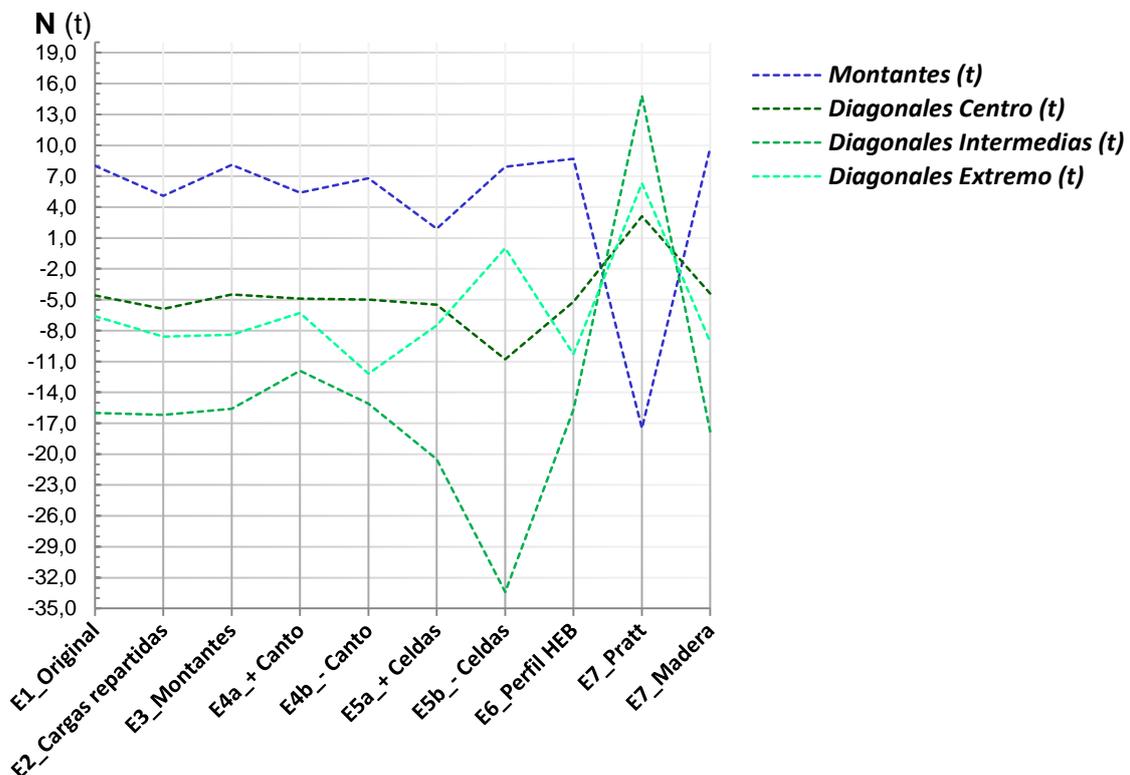
Debido al cambio de material se comparan ambas estructuras por su precio y no por su peso, como en los ejemplos anteriores¹⁵:

$$\begin{array}{rclclcl}
 2'13 & \text{€/kg} & \times & 7.383'20 & \text{kg} & = & 15.726'21 \text{ €} \\
 1365'24 & \text{€/m}^3 & \times & 11'2 & \text{m}^3 & = & 15.290'68 \text{ €}
 \end{array}$$

Además del inconveniente estético ya mencionado, la estructura de madera apenas consigue una ventaja económica que pudiese hacer competir a ambos modelos estructurales.

C.4.4. Comparación de modelos

Para completar el estudio se comparan todos los datos obtenidos de una forma conjunta. La siguiente tabla muestra los esfuerzos axiales de las barras de la estructura interna (montantes y diagonales) del pórtico triangulado.



Los valores adquiridos por los montantes varían entre 10 y 5 toneladas a tracción, exceptuando el modelo E5a con mayor número de celdas (y por tanto de montantes) cuyo valor máximo de tracción es de 1'9 toneladas. Lógicamente, también se produce un cambio drástico en el modelo Pratt, ya que sus montantes cambian el trabajo a tracción por compresión. De los esfuerzos en las diagonales se obtienen conclusiones

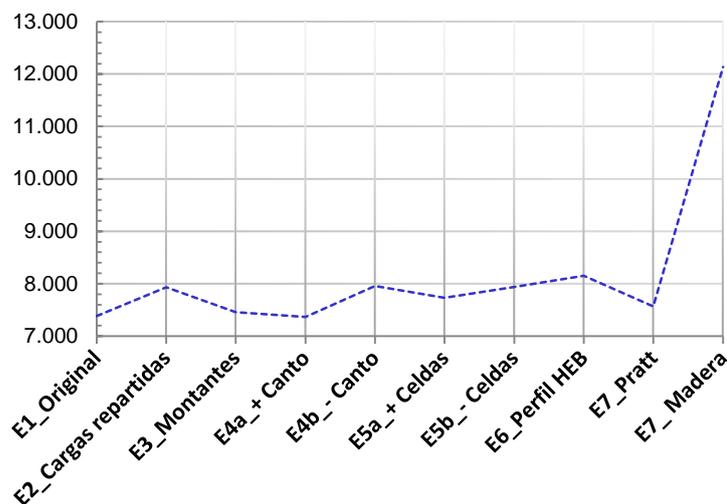
¹⁵ Precios obtenidos del Generador de Precios web en España de Cype.

similares, ya que todas trabajan en unos valores próximos, exceptuando el modelo E5b que tiene menos diagonales, por lo que el resto de ellas tienen que absorber los esfuerzos que liberan estas.

Después de esta comparación se puede afirmar que ninguna transición de las experimentadas provoca cambios significativos que mejoren el diseño original.

En el siguiente estudio se realizará el balance del costo o peso total de la estructura, cabe destacar que los resultados obtenidos son por cada pódico y que habría que multiplicar por el número de existentes en el gimnasio. El precio actualmente del kg de acero laminado S275 en el mercado según el Generador de Precios web de Cype es de 2'13€/kg, lo que estimaría un precio aproximado a 16.000€ por pódico, alrededor de unos 7500kg de acero por cada cercha.

Peso (kg)

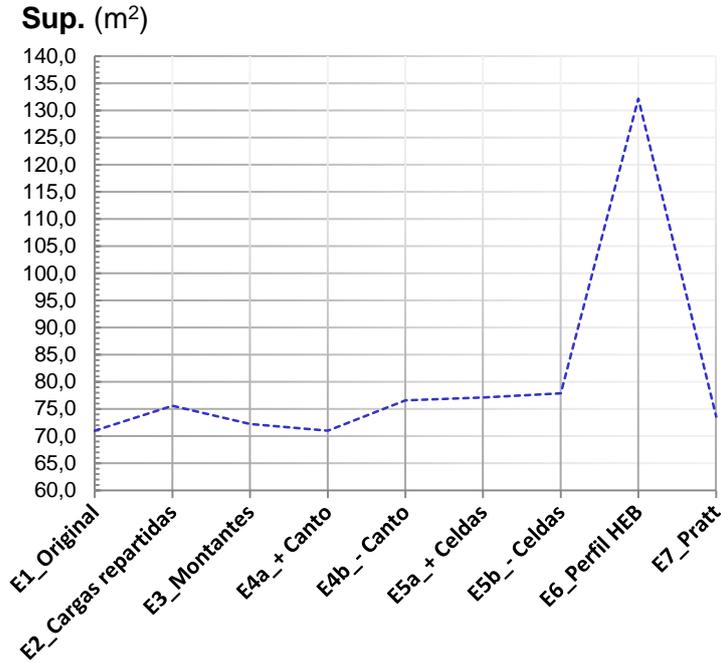


La tabla indica claramente que el modelo inicial de Alejandro de la Sota es uno de los más ligeros, cualquier variación que se ha realizado ha aumentado dicho valor o es semejante.

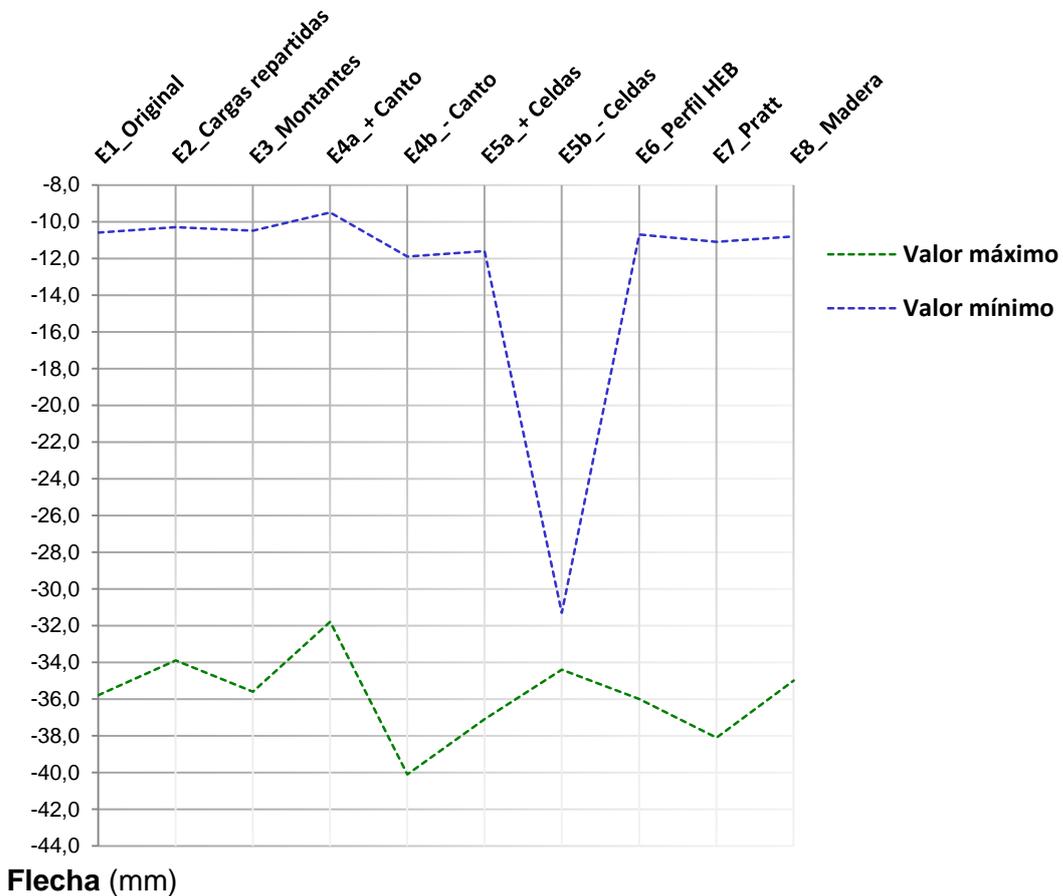
Si seguimos analizando la estructura desde un punto de vista económico, hay que analizar el estudio de las superficies de acero laminado que hay que pintar con pintura intumescente, para su protección ignífuga.

La tabla muestra que el modelo de Alejandro de la Sota también es el mejor desde el punto de vista económico en cuanto a superficie de estructura para pintar. También destaca un dato revelado anteriormente, el valor excesivo de la superficie en el modelo

E6 (perfil HEB). Este modelo trabaja estructuralmente de manera similar pero es en este aspecto donde tiene los mayores inconvenientes.



Por último analizaremos la comparación entre los balances de flecha existentes en todos los modelos.



Si se calcula la flecha límite de la estructura ($L/300=20m/300=66'6mm$) nos damos cuenta que todos los modelos trabajan cumpliendo dicha regla, aun así vemos que hay cinco alteraciones de la estructura original que mejoran los valores máximos de flecha, sin embargo son pequeñas variaciones no determinantes.

Para terminar, se confirma que el único modelo que puede 'competir' con el diseño original es el E7, la celosía Pratt. Esto se debe a que es el único modelo en el que tiene resultados afines en todos los campos estudiados, presentando una respuesta estructural similar en esfuerzo de barras (aunque de manera inversa), peso, superficie y flecha.

D. CONCLUSIONES

D. CONCLUSIONES

El trabajo de investigación llevado a cabo ha permitido investigar acerca de todas las posibilidades de cubrición de grandes espacios y la evolución del estado del arte a través de las soluciones abovedadas, del sistema adintelado y de las estructuras trianguladas, hasta llegar a las soluciones híbridas actuales en acero, madera y hormigón armado, que tantas posibilidades han generado. También se ha podido investigar acerca de las técnicas y materiales que surgieron y provocaron su desarrollo, así como la motivación que llevó a tal fin.

Con este estudio se ha obtenido una clasificación según la geometría de todos los métodos estructurales contemporáneos que se usan comúnmente para solventar la cubrición de espacios con grandes dimensiones, bien sea arcos, vigas de alma llena, cerchas, estructuras en celosía, estructuras superficiales y membranas.

Sin conformarse únicamente con su geometría también se ha estudiado la diferencia entre unos u otros sistemas según su materialidad, habitualmente acero, madera laminada, hormigón armado o combinaciones entre ellos.

La conclusión final del trabajo sin embargo es confirmar a través del análisis de la estructura del Gimnasio Maravillas, que la solución adoptada por don Alejandro de la Sota es la más adecuada. Esto ha sido posible a través del cálculo manual e informático con el programa *Cype: Generador de pórticos* y *Cype 3D*.

En esta investigación se sometió a ligeras transformaciones la estructura original en busca de un modelo idóneo. Estas pequeñas alteraciones buscan conocer el funcionamiento estructural con el objetivo de encontrar una posible mejor respuesta a los requerimientos espaciales, estéticos, constructivos y estructurales del Gimnasio. De esta forma se procedió repartiendo la carga de forma más uniforme, aumentando el número de barras, alterando el canto de la celosía, cambiando el perfil utilizado, el material y variando el orden geométrico.

Los resultados obtenidos confirmaron que el diseño de la estructura de la Sota estaba muy cerca del resultado idóneo, ya que únicamente se puede comparar en todos los campos estudiados con el modelo Pratt. Esto nos descubre la ya conocida genialidad del maestro Alejandro de la Sota para diseñar una solución estructural que acomete todos los problemas del proyecto de una vez.

Sin duda se pueden encontrar muchos ejemplos de proyectos con diseños estructurales idóneos que responden a todos los aspectos que el programa determina, debido al momento de la arquitectura actual en que nos encontramos, que ha abierto la puerta a un mundo de soluciones donde nuestra imaginación es el único límite.

E. BIBLIOGRAFÍA

E. BIBLIOGRAFÍA

- KOMENDANT, August. 1980. *18 años con el arquitecto Louis I. Kahn*. Colegio oficial de Arquitectos de Galicia.
- CERVERA BRAVO, Jaime:
- MARK, Robert. 2002. *Tecnología arquitectónica hasta la revolución científica, arte y estructura de las grandes construcciones*. Akal, textos de arquitectura
- BALDELLOU, Miguel Ángel. 1997. *Gimnasio Maravillas, Madrid, 1960-1962, Alejandro de la Sota*. Colegio de Arquitectos de Almería
- COUCEIRO, Teresa. 2007 *Alejandro de la Sota, Gimnasio Maravillas*. Madrid: Fundación Alejandro de la Sota.
- FERNÁNDEZ ORDOÑEZ, Fernando; NAVARRO VERA, José Ramón. 1999. *Eduardo Torroja Miret, ingeniero, engineer*. Madrid: Ediciones Pronaos.
- CAMPO BAEZA, Alberto. 2006. *La idea construida, la arquitectura a la luz de las palabras*. Madrid: Colegio oficial de arquitectos de Madrid. p. 195-198.
- QUINTAS RIPOLL, Valentín. 1989. *Sobre el teorema de Maxwell y la optimización de arcos de cubierta*. Madrid. E.T.S. Arquitectura Universidad Politécnica de Madrid.
- CERVERA BRAVO, Jaime. 1989. *Tres teoremas fundamentales de la teoría del diseño de estructuras*. Informes de la Construcción, Vol.40, nº399.
- AROCA, Ricardo. 2000. *Funiculares*. Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM.
- AROCA, Ricardo. 2000. *Modelos*. Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM.
- AROCA, Ricardo. 2000. *¿Qué es estructura?* Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM.
- AROCA, Ricardo. 2000. *Vigas 1 Resistencia*. Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM.
- AROCA, Ricardo. 2000. *Vigas trianguladas y cerchas*. Madrid. Cuadernos del Instituto Juan de Herrera de la ETSAM.
- VÁZQUEZ ESPÍ, Mariano. 2003. *Sobre el alcance de las estructuras*. Madrid. Grupo de investigación en Arquitectura, Urbanismo y Sostenibilidad de la UPM.
- CERVERA BRAVO, Jaime; VÁZQUEZ ESPI, Mariano. 2011. *Galileo, Michell, Aroca: midiendo el rendimiento estructural*.
- CAVIA SORRET, Pedro. 1993. *Las mallas espaciales y su aplicación en cubiertas de grandes luces*. Revista de Edificación RE, nº15.
- DE ALARCÓN, Concepción; DE ALARCÓN, Enrique. 1971. *Las cubiertas de grandes luces, soluciones actuales*. Informes de la Construcción, Vol.23, nº229.

E. BIBLIOGRAFÍA

- BARÓ, José Luis; GUIMARAENS, Guillermo; SONGEL, Juan María. 2009. *Las cercas metálicas de la Roma Antigua verificadas por Palladio. El caso particular del Panteón de Agripa*. Madrid. Instituto Juan de Herrera.
- ÁVALOS, Iñaki; LLINAS, Josep; PUÉNTE, Moises. 2002. *Alejandro de la Sota*. Barcelona. Editorial kalos (COAC).

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

TRABAJO FIN DE GRADO

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA



ESTRUCTURAS DE GRANDES LUCES
ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL 'GIMNASIO MARAVILLAS'
DE ALEJANDRO DE LA SOTA

AUTOR
ENRIQUE RODRIGUEZ ELVIRA

TUTOR
GAMALIEL LOPEZ RODRÍGUEZ