



**LA IGLESIA DE
S. NICOLÁS
EN EL GRAU
DE GANDIA:
ESTUDIO HISTÓRICO
Y ESTRUCTURAL**

FERNANDO ARNAU PALTOR

**ADOLFO ALONSO DURÁ
ERNESTO FENOLLOSA FORNER
BEGOÑA SERRANO LANZAROTE**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



**MÁSTER EN ARQUITECTURA AVANZADA,
PAISAJE, URBANISMO Y DISEÑO
ÁREA TECNOLOGÍA**

LA IGLESIA DE S. NICOLÁS EN EL GRAU DE GANDÍA: ESTUDIO HISTÓRICO Y ESTRUCTURAL.

Fernando Arnau Paltor

Arquitecto (ETSAV 2006)

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

TUTORES

Adolfo Alonso Durá

Ernesto Fenollosa Forner

Begoña Serrano Lanzarote

Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras

VALENCIA, de SEPTIEMBRE 2014

ÍNDICE

ÍNDICE.....	2
AGRADECIMIENTOS	4
0. PRESENTACIÓN.....	5
0.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO:.....	5
0.2. OBJETIVOS:.....	5
0.3. METODOLOGÍA:.....	5
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.1. SEMBLANZA DE LOS AUTORES DEL PROYECTO.....	7
1.2. EDUARDO TORROJA PROYECTISTA Y LA ARQUITECTURA.....	9
1.3. LA PARROQUIA DE S. NICOLÁS EN EL GRAU DE GANDÍA	11
1.3.1. Historia.....	11
1.3.2. Las ideas y Proyectos Previos	17
1.3.3. Descripción del edificio.....	19
1.3.4. La iglesia a Nivel Constructivo.....	29
2. LAMINAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	31
2.1. INTRODUCCIÓN E HISTORIA.....	31
2.2. LAS LÁMINAS PLEGADAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	35
2.3. LAS LÁMINAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TORROJA.....	42
2.4. MÉTODOS DE CÁLCULO Y LOS MODELOS A ESCALA DE EDUARDO TORROJA.....	47
3. LA TÉCNICA DEL PRETENSADO.....	48
3.1. INTRODUCCIÓN.....	48
3.2. EDUARDO TORROJA Y EL PRETENSADO.....	48
3.3. EL MÉTODO BARREDO O MÉTODO ESPAÑOL DE POSTESADO.....	53
4. LA IGLESIA DE SAN NICOLÁS. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	55
4.1. LOS CIMIENTOS	55
4.2. LAS LÁMINAS PLEGADAS.....	58
4.3. EL POSTESADO DE LAS LÁMINAS.....	60
4.4. LOS PÓRTICOS TESTEROS.....	63
4.5. OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	65
4.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	68
4.6.1. Geometría de las láminas.....	68
4.6.2. Resultados del cálculo simplificado de Torroja	73
4.7. MODELO CON ELEMENTOS FINITOS.....	74
4.8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	76
4.8.1. Cargas Permanentes.....	76
4.8.2. Cargas de Pretensado.....	77
4.8.3. Cargas horizontales de viento	78
4.8.4. Combinación de acciones pésima.....	79

5.	LA REHABILITACIÓN DE LA IGLESIA.....	80
5.1.	ESTADO PREVIO.....	80
5.1.1.	Daños estructurales.....	80
5.1.2.	Daños en elementos no estructurales.....	90
5.2.	EL PROYECTO DE INTERVENCIÓN.....	91
5.2.1.	Intervención sobre elementos estructurales.....	91
5.2.2.	Intervención sobre elementos no estructurales.....	92
6.	CONCLUSIONES.....	94
	BIBLIOGRAFÍA.....	98
	ANEJO I: Reportaje fotográfico. Rehabilitación de la Iglesia.....	101
	I.a. Estado previo. (I. Lafuente, 2001).....	102
	I.b. Obras (I. Lafuente, 2001, 2003, 2004).....	106
	ANEJO II: Levantamiento Planimétrico.....	110

AGRADECIMIENTOS

Al Archivo del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja y en especial a Rosa García por su ayuda y por prestarme toda su información.

Al Archivo Torroja de CEHOPU de CEDEX. Y en especial a Antonia Berjaga también por poner toda la documentación a mi disposición.

Al Arxiu Històric de Gandia y a Jesús Alonso.

A los sacerdotes y personal de la Iglesia por permitirme el acceso.

A D. Juan Miñana Pavía, fallecido el 13/12/2013, por su empeño en sembrar la costa del Grao de Gandia de joyas arquitectónicas.

A Ignacio Lafuente Niño, por devolver a la Iglesia a su estado original y prestarme toda su información y fascinación por la obra.

A Adolfo Alonso Durà. Por brindarnos toda su ciencia, su técnica y su supervisión.

A Ernesto Fenollosa sin cuyo trabajo no existiría la parte más fundamental de este escrito.

A Begoña Serrano por su guía, por su ayuda y sobre todo por su entusiasmo contagioso.

A mi familia, en su sentido más amplio, por todo.

0. PRESENTACIÓN.

0.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO:

Esbozo histórico y Peritación estructural de la Iglesia de S. Nicolás en el Grau de Gandía. (1962) Obra de Eduardo Torroja Miret (Ing.) y de Gonzalo Echegaray Comba (Arq.)

Se trata de la última obra del célebre Ingeniero, que falleció antes de finalizar de las obras. Además de una elevada calidad arquitectónica las características de su estructura, lo convierte en un edificio singular.

El presente estudio se enmarca en el trabajo llevado a cabo para la exposición sobre arquitectura moderna en Gandía bajo el proyecto “Estrategias para la regeneración sostenible de asentamientos turísticos en la costa mediterránea”, con referencia BIA2011-28297-C02-01, del Ministerio de Ciencia e Innovación.

0.2. OBJETIVOS:

Generar la información histórica y técnica referente al edificio y su estructura.

Profundizar en el estudio del comportamiento estructural de láminas en edificación y el postesado que caracterizan la estructura de la Parroquia de S. Nicolás.

Analizar el comportamiento de la estructura con herramientas informáticas no existentes en el momento del Proyecto y compararlo con los cálculos realizados a mano por el Ingeniero.

Poner en valor el edificio como hito arquitectónico de la arquitectura contemporánea. Contribuir a la promoción de Declaración de la Iglesia como BIC.

Participar en la exposición sobre arquitectura moderna en Gandía bajo el proyecto “Estrategias para la regeneración sostenible de asentamientos turísticos en la costa mediterránea”, con referencia BIA2011-28297-C02-01, del Ministerio de Ciencia e Innovación.

0.3. METODOLOGÍA:

El trabajo se ha desarrollado según las siguientes fases:

- 1) Recopilación de información en relación a la temática del trabajo, a través de consulta de bibliografía y normativa específica, visita a archivos, incluidos el correspondiente al Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, el Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo o el Archivo Histórico de Gandía. Trabajo de campo para recogida de datos y entrevistas a personas vinculadas al edificio.
- 2) Elaboración y generación de documentación y planos descriptivos del edificio.
- 3) Estudio de la Historia del edificio y los agentes participantes, en especial el Ingeniero Eduardo Torroja. Profundización en la historia a nivel nacional e internacional de los tipos estructurales propios de la Iglesia y en su uso por parte del autor.
- 4) Investigación sobre el estado del edificio a nivel constructivo y estructural a lo largo de su existencia.

- 5) Evaluación estructural del edificio mediante la aplicación informática Architrave® 2011. Versión estudiante v.1.11 orientada al diseño y análisis de estructuras de edificación. Para ello se ha recopilado información de las memorias y de los planos del proyecto y se ha elaborado el modelo tridimensional recopilando información sobre geometría, vínculos y cargas.
- 6) Análisis de los resultados y elaboración de conclusiones.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. SEMBLANZA DE LOS AUTORES DEL PROYECTO

Eduardo Torroja Miret (1899-1961) fue un Ingeniero de Caminos de gran prestigio a nivel nacional e Internacional. A diferencia de Freyssinet, Maillart o Nervi, los otros grandes genios del Hormigón Estructural de la primera mitad del Siglo XX, no sólo proyectó obras sino que se volcó en la investigación y en la docencia.

Nace en 1889 en el seno de una familia volcada en la Ciencia y la Técnica. Su padre, Eduardo Torroja Cavallé era Matemático, Arquitecto, Astrónomo, Doctor en Ciencias y Catedrático por oposición de Álgebra y Geometría Analítica en la Universidad de Valencia y de Geometría Descriptiva posteriormente en Madrid.

Su hermano José María fue Ingeniero de Caminos e Ingeniero Geógrafo y Doctor en Ciencias Exactas. Ocupó altos puestos directivos en Comisiones Científicas y Técnicas tanto nacionales como internacionales. Ingresó en 1920 en la Real Academia de Ciencias de la que fue secretario desde 1934. Fue Presidente del Consejo de Obras Públicas y Consejero-Inspector General del Cuerpo de Ingenieros Geógrafos.

El segundo de los hijos, Antonio, también fue Doctor en Ciencias Exactas, Ingeniero de Minas e Ingeniero Geógrafo. Fue Catedrático de Geometría Descriptiva en la Universidad de Zaragoza y posteriormente en la Universidad de Barcelona de la que fue Rector en los últimos años de su vida. Miembro de la Real Academia de ciencias desde 1927, también lo fue de la Real Academia de Ciencias y Artes de Barcelona de la que fue Secretario General. Su otro hermano, Juan, fue Ingeniero Industrial y Licenciado en Físicas y Director del Instituto Torres Quevedo del CSIC.

Torroja comienza su carrera profesional siendo estudiante de últimos cursos de Ingeniería Camino cuando, en 1923, su profesor de puentes José Eugenio Ribera lo invita a trabajar para él en Hidrocivil. Dicha etapa culminará cuatro años después cuando a propuesta del propio Ribera se integra en el equipo, dirigido por el arquitecto Modesto Sánchez Otero, que proyectará la Ciudad Universitaria de Madrid. Ese mismo año, 1927, creará la Oficina Técnica Eduardo Torroja, con sede en su domicilio hasta su traslado a la sede definitiva del ITCE en 1953.

En 1934 funda con otros arquitectos e ingenieros el ITCE, Instituto Técnico de la Construcción y la Edificación, como asociación privada dedicada a la investigación en ese campo y crea también la Revista Hormigón y Acero.

En 1939 comienza su andadura académica, siendo nombrado profesor de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. A lo que añadirá en 1941 la dirección del Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción adscrito a la Escuela.

En 1939 el ITCE se integra en CESIC, adherido como entidad privada al Patronato Juan de la Cierva en 1946 y fundiéndose con el Instituto del cemento en 1949 convirtiéndose en el ITCC, Instituto Técnico de la Construcción y el Cemento. Es nombrado director del

centro y en 1953 inaugura la nueva sede por él proyectada en Costillares, donde traslada su Oficina Técnica.

En 1944 es nombrado Académico numerario de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales y posteriormente Académico correspondiente de la Real Academia de Ciencias y Artes de Barcelona y Académico correspondiente de la Real Academia de Ciencias, Bellas Letras y Nobles Artes de Córdoba.

En 1954 crea junto a otras personas la Asociación Española del Hormigón Pretensado, con sede en el ITCC y que pasaría a llamarse Asociación Técnica Española del Pretensado y tras su fusión en 1988 con el Grupo Especial del Hormigón, GEHO, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, ACHE. (Arredondo, F., Benito, C., Echeagaray, G., Nadal, J., Páez, A. & del Pozo, F., 1977)

Al finalizar la Segunda Guerra Mundial y coincidiendo con el espíritu de unión europea naciente Eduardo Torroja comienza su apertura y dedicación a organismos internacionales. Es nombrado presidente de la Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales, RILEM; participa en la creación del Comité Europeo del Hormigón, CEB; es cofundador y primer presidente de la International Association for Shell Structures, IASS y en 1958 tras haber sido su vicepresidente sustituye a Freyssinet en la presidencia de la Federation Internationale de la Precontrainte. Desde su puesto fomentó la creación del Comité Mixto FIP-CEB.

Para él se convirtió en prioritaria toda esta dedicación a la Investigación y a la participación en Asociaciones Nacionales e Internacionales que fomentaran la difusión y la creación de normativa a nivel Nacional e Internacional en el uso del Hormigón Estructural. Tal es así que le llevó a reducir drásticamente la actividad en su Oficina Técnica desde los años 40. (Torroja, J.A., 2005)

Es autor de normativa y procedimientos de cálculo de estructuras, de numerosas publicaciones así como de innovadoras y audaces estructuras de hormigón armado: Entre muchas otras la cubierta del mercado de Algeciras junto al Arquitecto Manuel Sánchez Arcas (1933), el frontón de Recoletos en colaboración con el Arquitecto Secundino Zuazo, o los graderíos del Hipódromo de la Zarzuela junto a los Arquitectos Carlos Arniches Moltó y Martín Domínguez, ambas en 1935.

Falleció en 1961, un año antes de la culminación de las obras de la Iglesia de San Nicolás, lo que la convierte, además de en un edificio singular por sus características, en único por tratarse de su última obra.

El Proyecto de esta Parroquia del Grau de Gandía lo realizó en colaboración con el Arquitecto Gonzalo Echeagaray Comba y el Ingeniero Jaime Nadal Aixalá.

Jaime Nadal Aixalá, Ingeniero de Caminos, fue nombrado Secretario General del ITCCET (Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja) a propuesta de Eduardo Torroja, director del mismo, en 1947. Fue un colaborador incansable de Eduardo Torroja en el Instituto, cuyo fin era poner al servicio de la investigación en la construcción a Técnicos de distintas profesiones. En Mayo de 1961, Torroja lo nombró Director

adjunto del mismo, pasando a asumir su dirección desde la muerte de Eduardo Torroja hasta 1970. Con posterioridad asumió la dirección del Centro de Ensayos y Experimentación de Obras Públicas y dirigió la obra de ingeniería de más envergadura en toda Europa por aquel momento, el trasvase Tajo-Segura. (Alemán, A., 1999)

Gonzalo Echegaray y Comba, arquitecto, colaboró con Torroja también en el ITCET. Suyo es también el proyecto de la sede definitiva del Instituto en Costillares. Supo dotar a las obras que proyectó junto a Torroja de una elevada calidad arquitectónica. Realizó otros trabajos para la administración como los realizados para el Instituto Nacional de Colonización para dotar a la Vega del Guadalquivir de población con la que explotar sus regadíos. Es autor de los proyectos del Poblado Puente del Obispo, el de Veracruz y Valedecarzorla, todos en la provincia de Jaén. En ellos destacan los edificios públicos diseñados con gran sensibilidad arquitectónica.

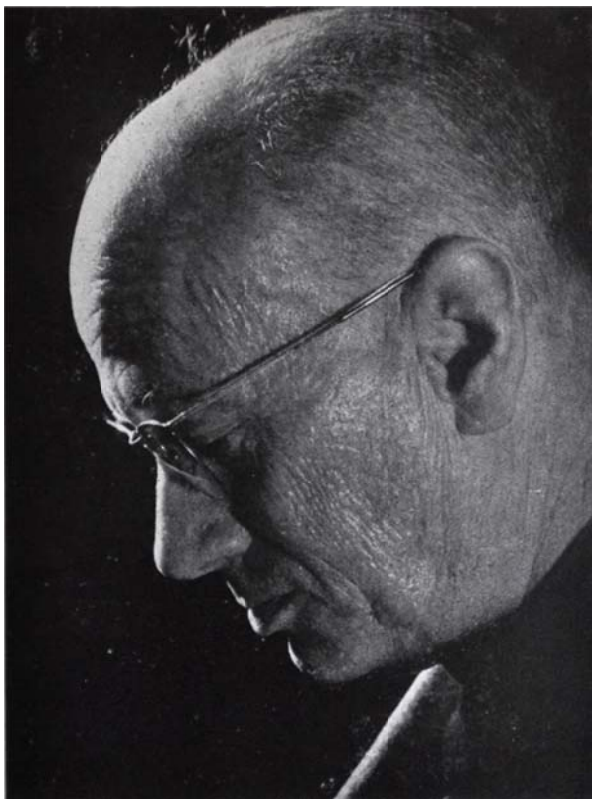


Fig. 1: Eduardo Torroja Miret (Miñana, J. 1962)



Fig. 2: Jaime Nadal Aixalá (Alemán, A. 1999)

1.2. EDUARDO TORROJA PROYECTISTA Y LA ARQUITECTURA.

Eduardo Torroja concibe el proceso de proyectación como la búsqueda de una respuesta a un problema estructural de modo racional pero también audaz y emocionante. Considera que los cálculos son la parte final del proyecto de una estructura. Éstos servirán para dimensionar y comprobar los distintos elementos. Pero es en la fase de ideación donde el proyectista aporta su genio. Intentará dar una respuesta creativa, nueva y adecuada a un planteamiento. Una vez ideada una solución debería volver atrás en el proceso y comprobar que no existe una solución clásica que de una mejor solución al problema para, en ese caso, rechazar con honradez la nueva idea por atractiva que ésta resultase.

En este proceso creativo considera, al igual que Robert Maillart (1872-1940), que la economía o el proceso constructivo no pueden ser un condicionante, sino medios para alcanzar la máxima expresividad estructural. Considera la economía de recursos un aspecto positivo, motivo de admiración, pero que no añade nada a la emoción estética. Para él es prioritario alcanzar el fin o la idea sean cuales sean los medios.

Por una parte podemos decir que Eduardo Torroja es funcionalista en el sentido de que piensa que una obra suya ha de cumplir una determinada función y que eso es prioritario a la dimensión estructural y estética de su obra pero por otra parte para él es importante alcanzar la emoción estética por la vía de la creatividad en la elección o ideación de un sistema estructural. Es por este motivo que Torroja suele ser original en sus trabajos pues es este proceso de ideación en el que cree que está el sentido de su de su labor.

Para él, a diferencia de la mayoría de Ingenieros la imaginación y la intuición son claves en dicho proceso. Esa intuición en él tiene carácter genial, pues es sorprendente su modo de predecir el comportamiento resistente y la deformación de una estructura. Podemos hablar de Eduardo Torroja como ingeniero organicista en el sentido de que sus estructuras son naturales en cuanto que su comportamiento estructural es racional y simple. Pero para él la belleza de la construcción no está basada en el mimetismo o la fusión con la naturaleza. La belleza es algo artificial en cuanto que es propia de los objetos hechos con arte. Por ello la belleza de la construcción debe imponerse a la naturaleza pero utilizándola como un marco que la realce.

Aún en 1924 en la Escuela de Caminos, en la asignatura de Arquitectura, su profesor Vicente Machimbarrena les transmitía la idea de que el ingeniero daba una respuesta estructural que debería ser posteriormente ornamentada por el Arquitecto, formado en cuestiones estéticas. En ese mismo sentido se expresaba en 1904 su profesor de Puentes y primer patrón en Hidrocivil, Eugenio Ribera.

Para Eduardo Torroja, sin embargo, la creación de la idea es sólo labor de una persona, la idea no puede ser fruto de la suma de aportaciones de los distintos agentes intervinientes. Es por ello que piensa que el proyectista debe poseer conocimientos aunque sean rudimentarios de todos los aspectos del proceso para dar una idea que abarque globalmente el objeto aunque luego deba ser perfilado por el experto en cada materia.

Podríamos decir que esta labor sería la labor propia del arquitecto en lo que a edificación se refiere, pero no es así en el caso de Eduardo Torroja. Como ya hemos comentado, no pretende dar una respuesta funcional, económica y constructivamente simple a un planteamiento sino que para él es fundamental dar una solución creativa estructural a dicho planteamiento que produzca emoción estética en el que la contempla. En su caso da la respuesta tipológica resistente, que como un diamante en bruto debe ser pulida por su colaborador arquitecto en su forma pues es consciente de sus limitaciones estéticas en ese campo.

De esta forma Torroja colabora con los arquitectos llamados de la Generación del 25, a muchos de los cuales los conocería de la Sociedad de Cursos y Conferencias de la Residencia de Estudiantes en 1924. Estos colaboradores no ocultan el genio de Torroja sino que lo refinan de modo que luzca en todo su esplendor. Supieron sacar lo mejor de sus proyec-

tos estructurales arquitectos como Sánchez Arcas en el Mercado de Algeciras o más claramente Secundino Zuazo en el Frontón de Recoletos o Arniches y Domínguez en el Hipódromo de la Zarzuela. (Fernández, J.A. y Navarro J.R., 1999)

En el caso concreto de la Iglesia de San Nicolás de Gandía también es posible reconocer el refinado lenguaje que Gonzalo Echegaray empleará en la sede definitiva del ITCET en Costillares. En el proyecto del Templo el arquitecto, colaborador habitual de Torroja, explicitará la servidumbre de la Arquitectura a la Idea del Ingeniero. Pero lo hará de un modo que ensalce la respuesta estructural de Torroja, genial de por sí, hasta la categoría de joya arquitectónica. En el equilibrio en las proporciones, pureza de líneas, en lo variable y rítmico del uso de la paleta de materiales y recursos arquitectónicos, el dominio de la luz y la resolución del programa arquitectónico es imposible ignorar la mano del arquitecto. Este hecho se hace más obvio por la existencia de otras obras de Eduardo Torroja como la Capilla de Sancti Spiriti o la de Pont de Suert en Lérida que carecen de esa calidad artística. Curiosamente fue la Iglesia Leridana la que sirvió de muestra a varios gandienses para sugerir al Párroco a Torroja como proyectista de la nueva Iglesia.

1.3. LA PARROQUIA DE S. NICOLÁS EN EL GRAU DE GANDÍA

1.3.1. Historia.

El Grau de Gandía, situado a 3 Km de Gandía, constituye un núcleo de población que se desarrolló en torno a dos caseríos a ambas orillas de la desembocadura del Río S. Nicolás. La evolución de dicho núcleo, que tiene su origen en la Reconquista de Jaime I del Reino de Valencia, estuvo fuertemente marcada por la construcción del puerto en 1889. La importación de carbón y madera ingleses y posteriormente la exportación de productos hortofrutícolas hizo progresar lo que en un principio era un barrio de pescadores.



Fig. 3: Puerto de Gandía en la época previa a la construcción de la Iglesia. El solar está situado en la parte superior izquierda de la fotografía. (Miñana, J. 1962)

A lo largo del siglo XX la aparición de propiedades destinadas al descanso de vecinos de Gandía, evolucionó con la aparición de chalets de la burguesía local y alcoyana, hasta llegar a la explosión turística a partir de 1950. La alta calidad de las playas acompañado

del buen clima produjo en España la aparición del sector turístico, sembrando la costa de Hoteles y edificios de apartamentos. La población en el Grao pasó a ser en aquellos años de 4.000 habitantes a 6.000 y 7.000 en los meses estivales llegando a duplicar la población en los días festivos. Dicho aumento de población no sólo exigía la aparición de locales destinados al servicio de sus habitantes sino también suficientes espacios para el culto para acoger a una población profundamente religiosa en aquella época. (Miñana, J. 1962)

Los bombardeos durante la Guerra Civil dejaron irreparablemente dañada la ermita de San Nicolás del Grau de Gandía, el único Templo que por aquel entonces tenía el barrio. La edificación, originaria del siglo XIX, tuvo que ser derribada en 1953, dejando a la población pesquera sin espacio para el culto teniendo que celebrar las ceremonias litúrgicas durante años en la Lonja del Puerto.

Esta situación se prolongó hasta 1955 en que el nuevo párroco Don Juan Miñana Pavía encabezó un movimiento popular destinado a dotar de un espacio religioso digno al Grau de Gandía.

En 1958 tres gandienses, Miguel Boronad, Pedro Borja y Andrés Escrivá, visitan durante un viaje la Iglesia de Pont de Suert, en Lérida, obra del Ingeniero Eduardo Torroja Mirret. A su regreso exponen su descubrimiento a Don Juan Miñana, que decide proponerle al Ingeniero la construcción de la Iglesia. Eduardo Torroja, tras una visita al emplazamiento junto a su hijo José Antonio, que por aquel entonces trabajaba en su Oficina Técnica, decidió asumir el encargo.

Durante el año 1958 se gestó el proyecto del templo, inspirado en una idea previa de Eduardo Torroja a la que se hará mención. A principios de 1959 llega la maqueta de la nueva Parroquia que se mostrará en exposición en febrero de ese año. En mayo de 1959 Gonzalo Echegaray realizará una visita para toma de datos en el solar, a la vez que se realizarán los sondeos para determinar las características del terreno en el que se asienta. En ese mismo mes se realizará la compra del solar para finalmente el 15 de agosto de 1959 colocar la primera piedra del edificio en una ceremonia presidida por el Obispo Auxiliar de la Diócesis D. Rafael González Moraleja y apadrinada por D. Vicente Calderón junto a Dña. Margarita Morató Serra.



Fig. 4: Vista de la maqueta. (Torroja, E. 1962)



Fig. 5: Vista del solar antes de la construcción. (Sala, R. 2012)

Para las obras de la construcción D. Juan Miñana contrató a una gran empresa valenciana SICOP S.A. que en el futuro trabajará en el Plan Sur de Valencia de ampliación y desvío del cauce del Turia por el Sur de la Capital, fruto de la última gran riada acaecida en 1957. Debido a lo elevado de su coste por la especialización de dicha empresa sólo se encargó la construcción de la estructura. Contratando para el resto de oficios a constructores de la zona. D. Eduardo Torroja puso como condición a todos los agentes el seguir estrictamente las directrices del proyecto y que los hermanos Ricardo y Carlos Barredo supervisasen personalmente las labores de postesado. La empresa Procedimientos Barredo poseía en aquel momento la única patente de método de postesado en España, por lo que se la conocía también como Método Español. Dicha técnica fue desarrollada con la asesoría de Eduardo Torroja en las Instalaciones del ITCET. (Barredo, R. 2008)

Hacia finales de 1960 se culminó un relleno de 3m del solar hasta llegar a la cota de acceso de la calle. Para el relleno se dispusieron en el perímetro muros de contención de mampostería, revestidos de piedra y diseñados en la Oficina Técnica de Eduardo Torroja.

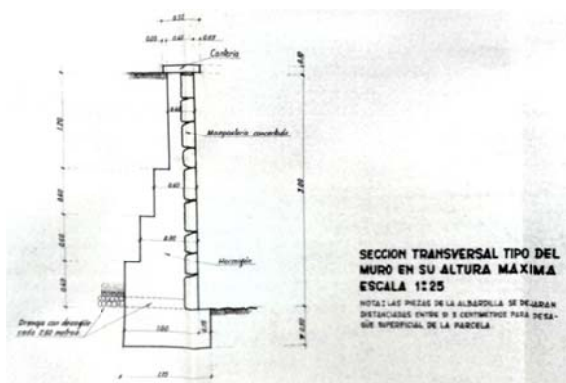


Fig. 6: Plano muro de contención. (Echegaray, G. 1959)

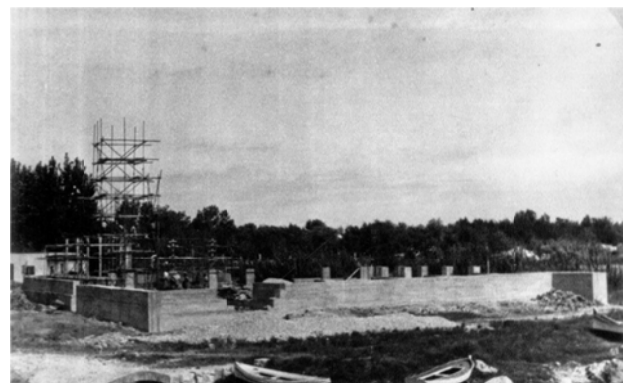


Fig. 7: Vista del solar al comienzo de las obras de relleno. (Sala, R. 2012)

En el relleno participaron activamente voluntarios del pueblo que aportaron escombros de unas obras en construcción cerca del Molino de Santa María y arena de la playa. El transporte y apisonado fue realizado con los medios que disponían: carros, caballos e incluso el transporte del Puerto denominado "María Cristina". Este hecho tendría repercusiones en el futuro pues así como la estructura principal de la Iglesia se haya cimentada mediante pilotes *in situ* en el estrato resistente, las estructuras auxiliares se cimentaron superficialmente sobre zapatas. La consecuencia es que en especial el muro de cerramiento de las capillas laterales sufrió asentamientos importantes produciéndose grietas en su superficie. (Fernández, J. 1999)

Durante 1961 se desarrolló a buen ritmo la construcción de la estructura, bajo la dirección técnica de los Aparejadores Manuel Bouso y Luis Romaguera. En febrero de 1962 se publica un artículo en la Revista Informes de la Construcción en la cual se observa prácticamente acabado el exterior (Torroja, E. 1962). En torno a mayo de ese año sólo quedaban por finalizar los trabajos de acabados del interior.

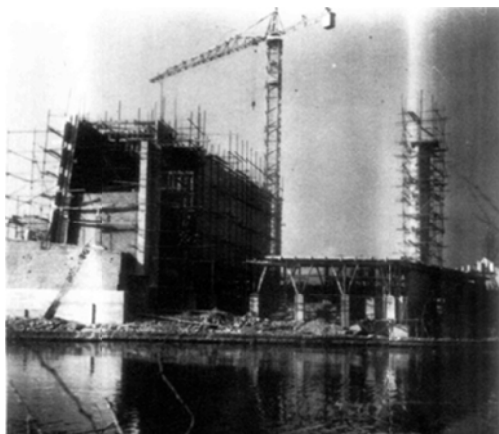


Fig. 8: Vista de las obras. (Sala, R. 2012)

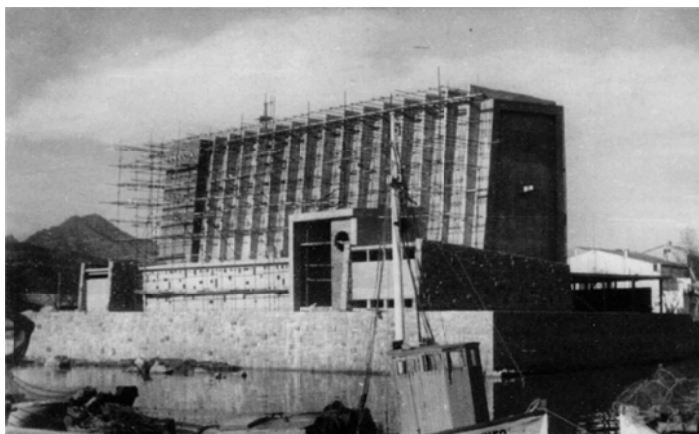


Fig. 9: Vista de las obras (Sala, R. 2012)

Debido al elevado coste de la obra el asunto de la financiación fue de gran importancia. Desde el principio el párroco consiguió implicar en todo el proceso a gran parte de la población. Se constituyó una Junta Administrativa pro-construcción del Templo para recaudar fondos para su construcción. Se formaron comisiones encargadas de recaudar donativos periódicos entre los parroquianos y de organizar múltiples actos para conseguir fondos de modo extraordinario.

En el campo de la financiación fue fundamental la aportación estatal a través del Ministerio de Vivienda, por medio de la Junta de Reconstrucción de Templos Parroquiales que llegó a aportar el 65% del coste total. También fueron muy importantes las aportaciones de los consignatarios del Puerto, la Cofradía de Pescadores, los portuarios y la colaboración de D. Vicente Calderón Pérez-Cavada que con sus aportaciones y las de sus amistades pudo financiar parte de las campanas y de la decoración del Templo. Actualmente su cuerpo descansa junto al de su esposa en la Iglesia. El presupuesto final de la obra se refleja en la Tabla 1.

CONSTRUCCIÓN DEL TEMPLO DE SAN NICOLÁS. RESUMEN DE LA OBRA.			
GASTO	CONTRATISTA	PRECIO (Ptas.)	%
Compra del Solar		325.000	3,92%
Relleno y Compactación		102.756	1,24%
Proyecto Arquitecto		121.694	1,47%
Estructura	SICOP S.A.	3.525.791	42,49%
Albañilería		94.207	1,14%
Cantería		141.491	1,71%
Solados y Alicatados		636.271	7,67%
Revestimientos Especiales		335.967	4,05%
Baldosas	RIBES	466.374	5,62%
Andamiaje y Gresite		93.593	1,13%

Pavimento	BORRAS	139.523	1,68%
Electricidad	BAÑULS	141.962	1,71%
Carpintería de Taller	SENDRA	346.777	4,18%
Carpintería metálica y Cerrajería		414.785	5,00%
Fontanería y Saneamiento		33.427	0,40%
Cristalería		87.267	1,05%
Pintura		54.148	0,65%
Decoración y Ornamentación		624.438	7,53%
Campanas		260.000	3,13%
Transporte Campanas		68.046	0,82%
Varios		211.157	2,54%
Gastos Generales		72.418	0,87%
TOTAL GASTOS		8.297.092	100,00%
INGRESOS			
Cuotas y Donativos Feligreses		477.809	5,76%
Donativos Veraneantes		461.611	5,56%
Tómbolas, teatros, Loterías y rifas		676.182	8,15%
Venta Solar Ermita		485.000	5,85%
Señores consignatarios		500.000	6,03%
Cofradía Pescadores		23.830	0,29%
D. Vicente Calderón y amigos		250.000	3,01%
Subvenciones y ayudas		5.422.660	65,36%
TOTAL INGRESOS		8.297.092	100,00%

Tabla 1: Presupuesto de la Obra y Financiación.

El 28 de junio de 1962 tuvo lugar la bendición del templo por el Arzobispo de Valencia D. Marcelino Olaechea Loichaga apadrinando el acto D. Vicente Calderón y Matilde Boronad de Navarro. A partir de entonces y hasta finales de ese año se acabaron de ultimar detalles de decoración de la Iglesia a la vez que tenían lugar con normalidad los Actos de Culto y actividades vinculadas a la vida Parroquial.

Desde el años 2002 al 2006 se realizaron obras de rehabilitación integral del edificio, proyectadas y dirigidas por el Arquitecto Ignacio Lafuente Niño. Dichos trabajos afectaron tanto a la estructura como a los acabados de edificio dañados por el paso de los años y la exposición al ambiente marino. Las obras devolvieron a su aspecto original a la Parroquia a tiempo para el 50 aniversario de su construcción, acaecida en 2012 y que el Grau de Gandía celebró con multitud de actos. (Sala, R. 2012)

D. Juan Miñana promovió además en la misma playa otros dos templos de otros autores singulares a nivel arquitectónico y estructural:

La Iglesia de S. Pedro y S. Pablo. En la Plaza del Temple. Obra del arquitecto Andrés Pérez Tirado, con proyecto visado l 18/11/1987. Esta iglesia se encuentra al final del Paseo de la Playa de Gandía. Se trata de un templo al aire libre formado por pórticos de un vano en voladizo dispuestos radialmente en torno al altar en forma de semicírculo. Los pórticos son biapoyados con vanos de unos 6 m y vuelos en el sentido del altar de unos 8 m por lo que el pilar posterior funciona como tirante. Dichos pórticos sostienen una cubierta nervada de fibrocemento que cubre de dos en dos vanos dejando un espacio libre entre sectores de círculo. En el extremo de los voladizos y hasta llegara a la estructura que cubre el altar existe una cubierta translúcida de poliéster que ilumina el presbiterio. La estructura del altar y de las entradas al templo está formada por pórticos paralelos de hormigón. El conjunto es de una alta calidad arquitectónica.



Fig. 10: Iglesia de S. Pedro y S. Pablo. Gandía. Vista Interior. (Arnau, F. 2013)



Fig. 11: Iglesia de S. Pedro y S. Pablo. Gandía. Vista Pórtico. (Arnau, F. 2013)

Iglesia de Santa María. En la Calle Legazpi. Es obra del Dr. arquitecto Agustín Gabriel López. El proyecto data de julio de 1987 y posee Visado de 30 de Noviembre de 1989. El lenguaje arquitectónico es el propio de la época. Posee interés a nivel estructural pues la cubierta de la iglesia se trata de una lámina plegada de hormigón sobre pórticos de hormigón radiales con centro en el altar. Los muros de cerramiento, estaban previstos bajos con la parte superior abierta, quedando el templo abierto al exterior al igual que en la Iglesia de San Pedro y San Pablo. Finalmente los vanos se cerraron con vidrieras. En la zona del presbiterio destaca en fachada una gran cruz de Hormigón armado. Obra el mismo autor, en Julio de 1987 se edificó adosado al Templo de S. Pedro y S. Pablo una Casa Abadía.

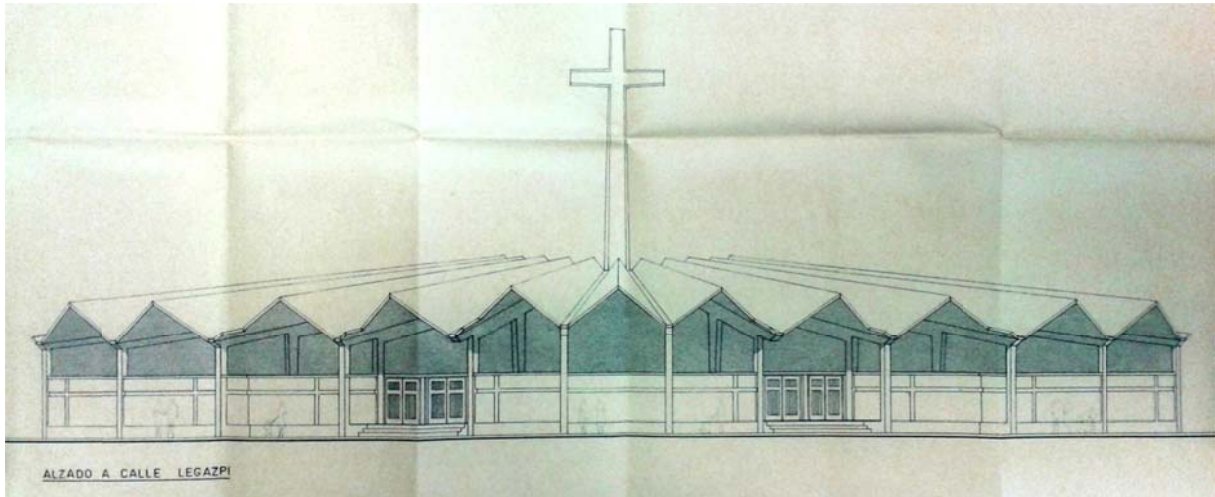


Fig. 12: Iglesia de Santa María del Mar. Gandía (Gabriel, A. 1989)

1.3.2. Las ideas y Proyectos Previos

El proyecto de la Parroquia de San Nicolás está inspirado en una idea previa de Eduardo Torroja plasmada en una serie de dibujos para lo que parece una pequeña Iglesia o Ermita, en el campo. (Torroja, E. 1958) En ellos se ve el esquema actual de la Iglesia donde las construcciones auxiliares poseen los mismos muros de fachada inclinados, el claustro y su acceso desde el exterior donde se encuentra también el acceso a la Iglesia.

Los dos muros en Z y L invertida son sustituidos en este caso por dos cubiertas cuarto de cilindro que recuerda la imagen del Frontón de Recoletos. En este caso al igual que en la Iglesia de San Nicolás las dos cubiertas son completamente independientes entre sí, separadas por un lucernario, en el sentido longitudinal de la nave.

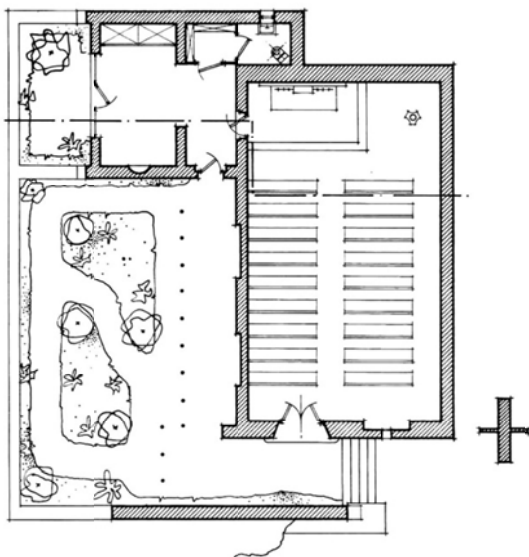


Fig. 13: Planta Idea para Iglesia. (Torroja, E. 1958)

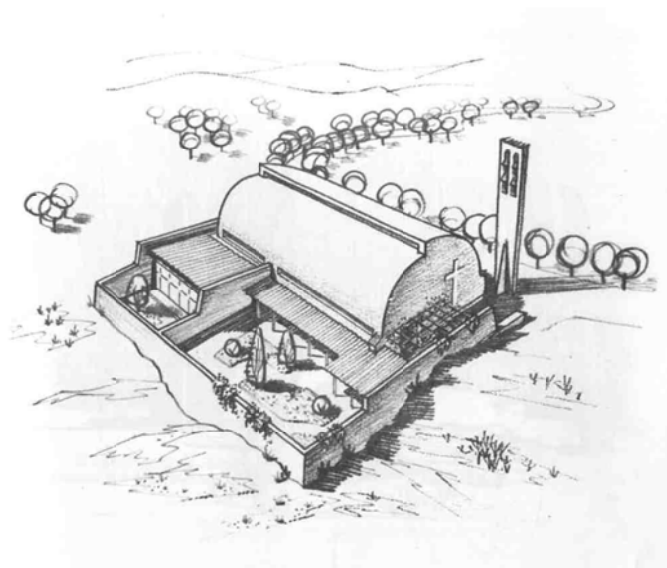


Fig. 14: Vista Idea para Iglesia. (Torroja, E. 1958)

Ambas estructuras laminares se apoyan del mismo modo en los testeros. En sentido transversal no llegan a los apoyos pues un lucernario interrumpe su contacto con el muro

lateral de apoyo. Sorprende en cualquier caso el apoyo en el otro muro lateral de fachada que al igual que en el Frontón de Recoletos posee un grosor bastante importante. Dicho espesor está dispuesto, supuestamente, para aguantar los empujes horizontales de la lámina cilíndrica que no deberían existir pues la lámina trabaja como viga en el otro sentido.

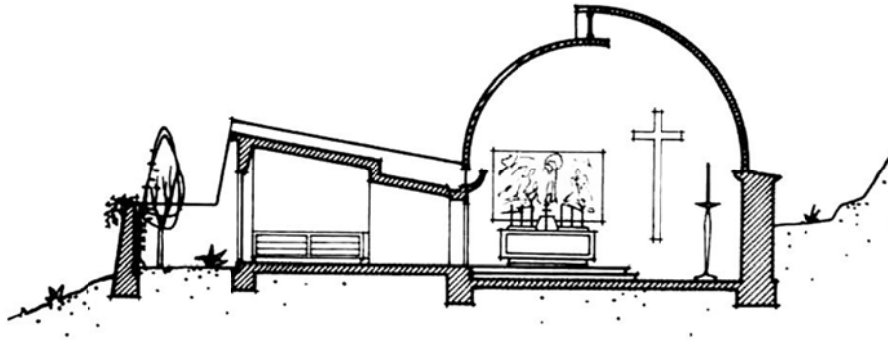


Fig. 15: Sección. Idea para Iglesia. (Torroja, E. 1958)

Es posible que las costillas de refuerzo de la Iglesia de Gandía para el refuerzo transversal tengan también su inspiración en las que Eduardo Torroja ideó como el hipotético refuerzo que pudiese haber evitado el hundimiento de la lámina del Frontón, fruto de los daños sufridos durante la Guerra Civil Española.

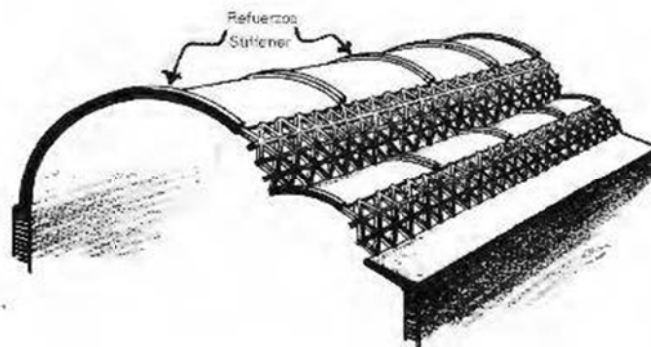


Fig. 16. Refuerzos ideados para el Frontón de recoletos.
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

En una versión previa del proyecto la fachada Oeste de acceso sólo estaba constituida por un pórtico, encontrándose la escalera de acceso al coro como un volumen adosado al Baptisterio, de modo simétrico a la Capilla del Paso adosada a la Sacristía. Con esta primera versión del proyecto se construyó la maqueta que se utilizó para mostrar a los parroquianos cómo iba a ser el templo. La exposición del modelo supuso el inicio de cierta polémica, pues como resulta habitual, parte de la población no supo entender el lenguaje arquitectónico moderno de la Iglesia pues esperaban una imagen más tradicional (Sala, R. 2012)

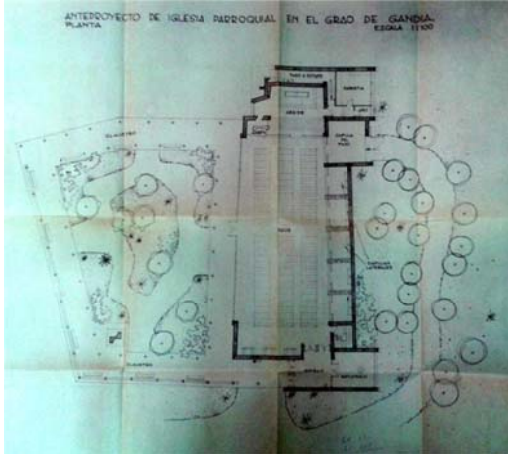


Fig. 17: Planta Anteproyecto. (Echegaray, G. 1958)



Fig. 18: Vista de la maqueta del Anteproyecto con el volumen de subida al coro. (Arnau, F. 2013)

1.3.3. Descripción del edificio.

La Iglesia ocupa un solar triangular junto al Puerto del Grau de Gandía. El solar se encuentra flanqueado por dos de sus lados por agua: El canal principal del Puerto, en la desembocadura del Río San Nicolás y otro secundario. Por el tercero da fachada a la Av. de la Pau, 2.



Fig. 19: Situación del Solar en el Grau de Gandía. (<https://www.google.es/maps/@38.9930165,-0.1611294,21z>)

El complejo está formado por tres elementos que por la inclinación de sus líneas, sus disposiciones y su integración urbanística recuerda a la de Alvar Aalto para la Iglesia y Centro Parroquial de Seinäjoki (Martínez, A. 2002-2003). Los tres edificios son la Iglesia, la Casa Abadía, y el claustro con el campanario que es el nexo entre los dos. El complejo se asienta en el solar como una edificación aislada, retranqueándose de las alineaciones e integrando

su ajardinamiento frente a la calle o al canal del puerto al espacio urbano sin solución de continuidad.



Fig. 20: Vista aérea Grau de Gandía. (Sala, R. 2012)



Fig. 21: Iglesia y Centro Parroquial de Seinäjoki, Alvar Aalto. (<http://luisantonio-grupopfc.blogspot.com.es/>)

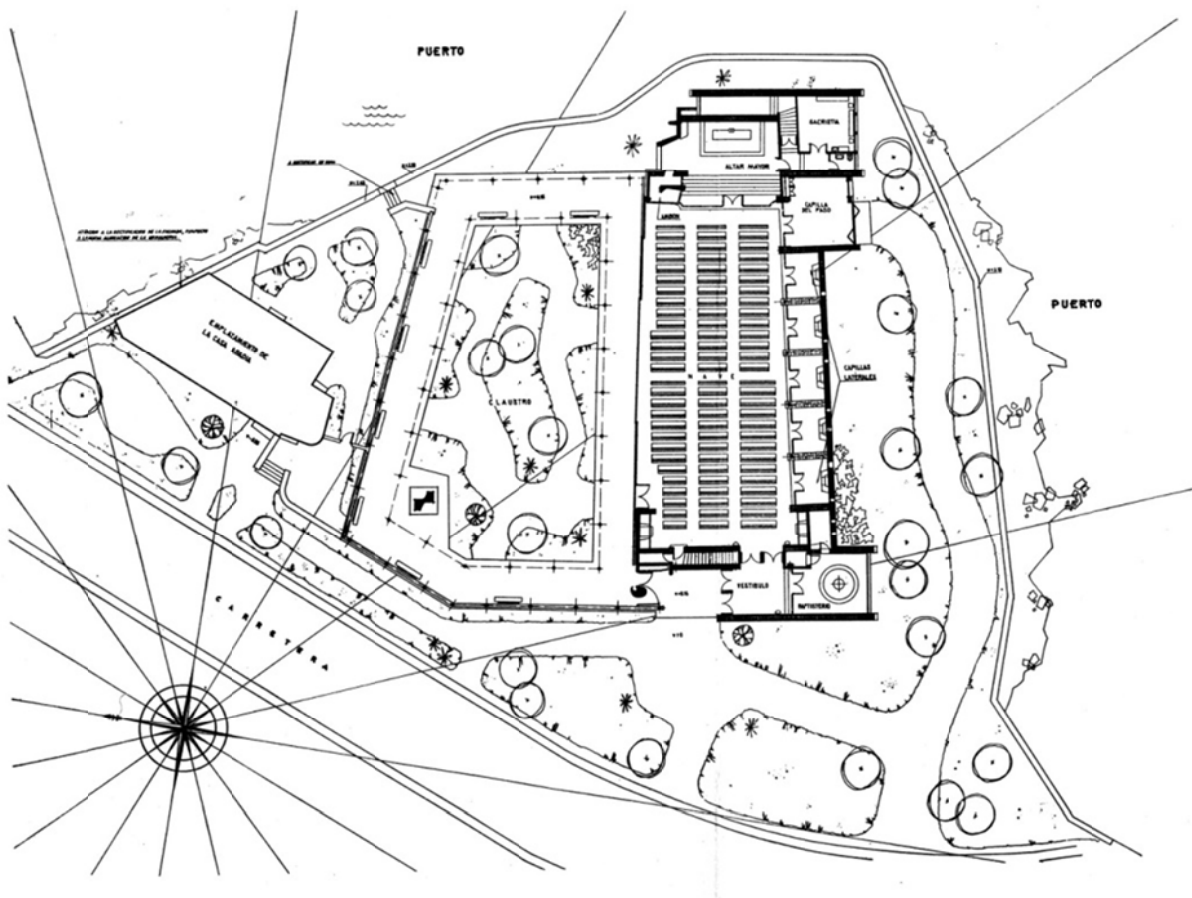


Fig. 22: Plano del complejo (Echegaray, G. 1964)

El elemento central, el claustro, es cuadrangular estando cerrado por dos de sus lados mediante un muro alto que no llega hasta su cubierta. El adosado al templo comunica con él mediante una puerta corredera de vidrio y tiene un acceso directo desde la calle frente a la entrada al templo. El lado Este está completamente abierto a la entrada al puerto mientras que el Oeste se separa de la calle por un muro de las mismas características que el descrito anteriormente. El claustro tiene cubierta plana sobre pilares troncocónicos de base más estrecha que su cabeza. El jardín interno del claustro posee un estanque y vegetación con un diseño naturalista que pretende crear un ambiente de reflexión y tranquilidad. En los meses estivales con el aumento de población turística la apertura de la puerta corredera permite seguir los actos litúrgicos desde el claustro aumentando sensiblemente el aforo del templo (Echegaray, G. 1959).

En el claustro se encuentra también el campanario de la iglesia. De planta cruciforme como dos tornavoces enfrentados a la población local y a la turística posee dos grupos de campanas en sus fachadas. El diseño al igual que el de los pilares es más estrecho en su base que en su coronación formada por un plano que protege las campanas de la lluvia y un pararrayos que, formando parte de la estructura de las campanas, atraviesa el plano culminando la verticalidad del elemento.



Fig. 23: Vista del Claustro (Arnau, F. 2013)



Fig. 24: Vista del campanario (Arnau F. 2013)

La Casa Abadía, ocupa el ángulo norte del solar. Tiene una superficie cubierta de unos 100 m² en un espacio del solar de 500 m². El edificio acoge las viviendas de los sacerdotes y otras dependencias destinadas a actividades de la parroquia. El edificio tiene tres plantas y sufrió varias modificaciones en su proyecto, siendo de menor calidad arquitectónica en su concepción. La casa parroquial y su jardín se separan del ala Norte del claustro con un muro con una puerta de comunicación.



Fig. 25: Fachada Este Casa Abadía (Arnau, F. 2013)



Fig. 26: Fachada Oeste Casa Abadía. Av. de la Pau (Arnau, F. 2013)

La iglesia fundamentalmente está formada por una estructura principal que conforma la nave y constituye fachadas y cubiertas y otras auxiliares adosadas. Ocupa una superficie aproximada de 600 m² en un solar de unos 2.500 m² de solar. Tiene capacidad para unas 1.500 personas, 400 de ellas sentadas.

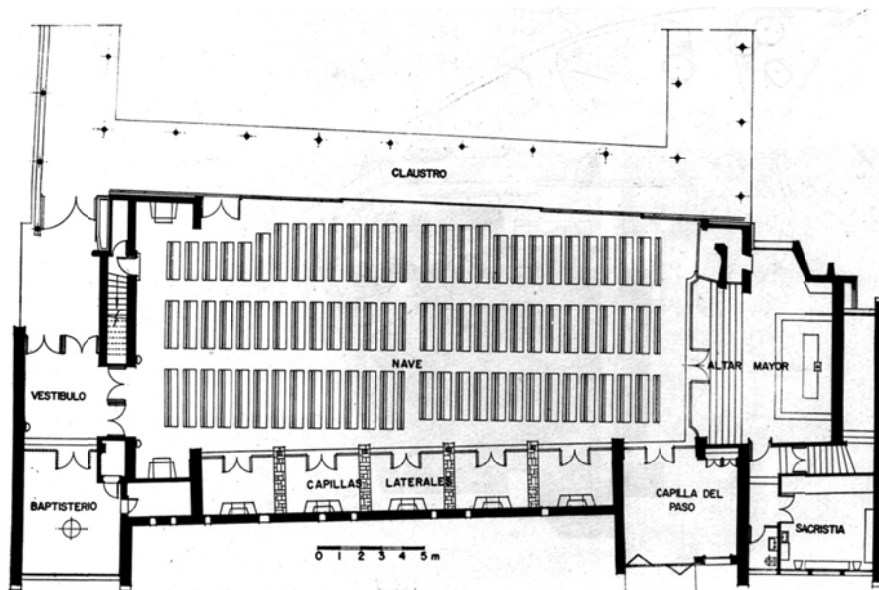


Fig. 27: Planta de la Iglesia (Torroja, E. 1962)

La nave principal tiene una disposición trapezoidal de aproximadamente 35 x 10-12 m y 13,5 m de altura confiriéndole al volumen rotundidad y visibilidad. Es simétrica con respecto al eje de replanteo que no coincide con el eje del altar hacia el que convergen fachadas Norte y Sur. Los pórticos conformados por las costillas son perpendiculares al eje de replanteo mientras que en la cubierta Norte y en la cubierta de las Capillas laterales al Sur son perpendiculares a las respectivas fachadas.

La entrada se encuentra en la Fachada principal en un vestíbulo que conforma doble puerta y acoge el Baptisterio. Cada paso posee dos puertas favoreciendo la doble circula-

ción de los usuarios. Tras la entrada y a ambos lados de la nave y bajo el coro se encuentran los confesionarios.



Fig. 28: Entrada vista desde el Baptisterio (Torroja, E. 1962)



Fig. 29: Entrada en la nave. Confesionario. (Torroja, E. 1962)

Como hemos comentado en la fachada Norte hay una gran puerta corredera de vidrios blancos y amarillos que en los meses de verano puede abrirse completamente conectando la nave con el claustro. En la fachada Sur las capillas laterales también están abiertas a la nave separadas unas de otras por un muro bajo de modo que las ceremonias litúrgicas puedan seguirse desde ellas, aumentando el aforo en los meses con más turistas. Entre capilla y capilla una serie de montantes de acero forjado que sostienen luminarias desdibujan la diafanidad fruto de apoyarse la Fachada Sur en los testeros. El mismo defecto podemos achacar al muro Sur de cerramiento de las capillas laterales que no tiene ninguna función estructural. Dicho cerramiento se encuentra salpicado por pequeñas aberturas de colores que recuerdan las presentes en el muro de Notre Dame du Haut en Ronchamp de Le Corbusier. (Martínez, A. 2002-2003)

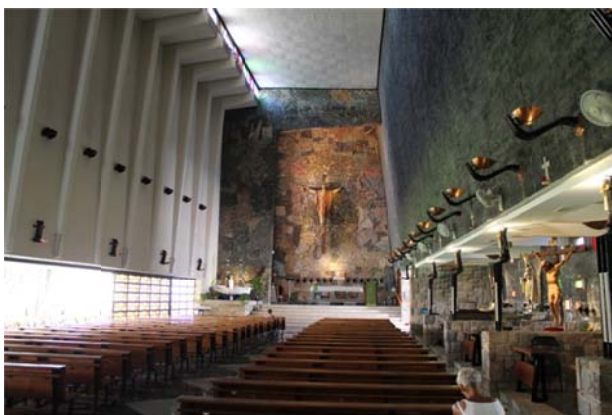


Fig. 30: Vista del Interior hacia el Presbiterio. (Arnaú, F. 2013)



Fig. 31: Vista interior hacia la entrada. (Arnaú, F. 2013)

La última capilla, antes de llegar al presbiterio es la del Paso Procesional del Descendimiento. Dicha Capilla se distingue del resto por su altura, en total unos 5 m frente a los 3 m del resto de capillas, y por sobresalir de la Fachada Sur de las capillas laterales a la altura del Baptisterio y Sacristía, debido al tamaño del paso que cobija.

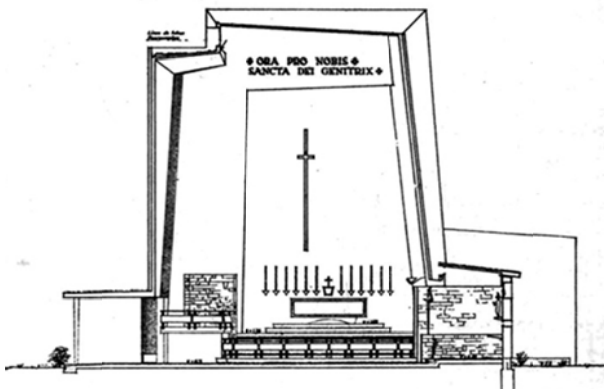


Fig. 32: Sección transversal de la Iglesia (Echegaray, G. 1964)



Fig. 33: Capilla Procesional. Fachada Sur (Arnau, F. 2013)

La estructura de la nave está formada por dos vigas-muro a Norte y Sur que conforman las respectivas fachadas de la Iglesia.

La viga-muro Norte se dobla en Cubierta y en su base formando la cubierta del claustro conformando una sección en Z. Por el interior se encuentran unas costillas de refuerzo tanto en la cubierta del templo como en fachada. Por el exterior se reviste de ladrillo sin aparejo alternando columnas de soga con columnas de tizón dejando una pieza a tizón sobresaliendo en relieve cada ocho hiladas. Los ladrillos salientes presentan una disposición cruciforme al alternarse su situación en vertical en columnas contiguas. A la altura de la cubierta se disponen rítmicamente unas gárgolas de hormigón prefabricado que junto a las piezas de ladrillo confieren ritmo a la fachada. Este uso del ladrillo y las gárgolas recuerda al del complejo en costillares para la sede del ITCET diseñado también por Eduardo Torroja y Gonzalo Echegaray.



Fig. 34: Vista Fachada Norte. Abertura al claustro. (Arnau, F. 2013)

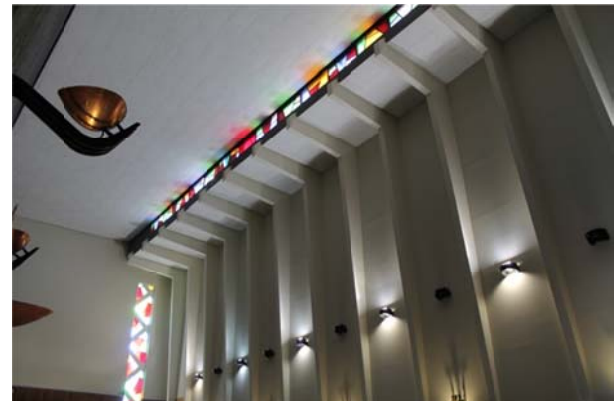


Fig. 35: Vista interior Fachada Norte y Oeste. (Arnau, F. 2013)

En el caso de la viga-muro Sur además de estar inclinada, las costillas de refuerzo se encuentran por el exterior y sólo se doblan en cubierta formando una sección el L invertida, uniéndose mediante las costillas a la cubierta de las capillas laterales en su base. De este modo al quedar separadas cubierta de capillas laterales y viga-muro Sur queda un lucernario en cubierta que ilumina, de modo indirecto, las capillas laterales. Dicha disposición

de las costillas emparenta formal y tipológicamente a esta Iglesia con la de San Juan de Jaguaré (1944) en São Paulo de Vilanova Artigas. (Martínez, A. 2002-2003)

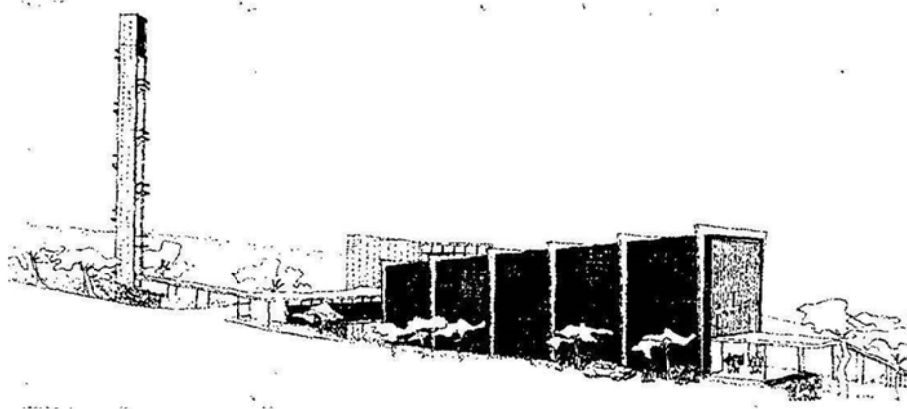


Fig. 36: Iglesia de San Juan de Jaguaré. São Paulo. (1944) (Martínez, A. 2002-2003).

La fachada entre costillas se reviste de mosaico vítreo salvo en los dos pórticos que configuran el hastial de entrada y los dos primeros pórticos de costillas de la nave, espacio que en planta coincide con el coro de la Iglesia. En fachada se reviste de ladrillo por encima de las costillas con gárgolas a la altura de cubierta y el mismo aparejo que en la fachada Sur y Oeste. Las referidas costillas en este caso se doblan en la parte inferior por debajo de la cubierta de las capillas laterales.



Fig. 37: Vista de la Fachada Sur. (Arnau, F. 2013)



Fig. 38: Lucernario en cubierta (Arnau, F. 2013)

Ambas viga-muro se superponen no llegándose a tocar conformando un lucernario que recorre longitudinalmente toda la nave orientado a Norte.

La fachada Oeste y principal está formada por un doble pórtico. El exterior es una estructura de Hormigón armado de tipo retícula cerrado en su lado Norte por una gran cruz de Hormigón armado que abarca todo el ancho entre los dos pórticos de fachada y constituye su fachada Norte. La cruz es el elemento fundamental y más elevado de la fachada y acoge en su cara Norte unas campanas. La cara posterior de la cruz está inclinada de modo que converge en altura con la de fachada que es vertical. La fachada se encuentra revestida de ladrillo siguiendo el mismo aparejo que en el resto del edificio.

Presidiendo la fachada y cerca de la cruz constituyendo el centro de gravedad de la fachada se encuentra una peana de hormigón sobre la que el 6 de diciembre de 2008 se ha colocó una escultura de San Nicolás, a quien se encuentra dedicada la Parroquia. Adosado a la Cruz por el Norte y enmarcada por el volumen de ladrillo que constituye la Fachada Norte se encuentra un vitral alargado que ilumina la nave desde el coro. En la base de esta fachada se macla el ala oeste del claustro cubriendo el acceso al templo.



Fig. 39: Fachada Oeste. Acceso. (Arnau, F. 2013)



Fig. 40: Escalera acceso a cubierta.

El pórtico denominado A y el 0 que conforman las fachadas acogen entre ellos las escaleras que suben al coro y la de acceso superior a la cubierta. En las recientes obras de rehabilitación se ha incluido también un aseo para el público en planta baja en lo que anteriormente era un trastero. (Lafuente, I. 2004)

Las vigas-muro de fachada Norte y Sur se apoyan por una parte en el Pórtico 0 y por otra en el 15 que constituye el muro de separación de la nave con el presbiterio. A partir del presbiterio la viga-muro Sur continúa con el mismo esquema incluidas las costillas de refuerzo. Pero se quiebra al llegar a la plataforma elevada del presbiterio llegando en vertical hasta la cimentación. La viga-muro Norte sin embargo se interrumpe continuando de modo retranqueado y paralelo al eje de replanteo y horadado en casi toda su altura por un volumen en voladizo con una vidriera de colores que ilumina el presbiterio.



Fig. 41: Vista exterior del retranqueo del Presbiterio (Arnau, F. 2013)



Fig. 42: Vista del volumen con vidriera desde el interior del Presbiterio (Arnau, F. 2013)

El referido Pórtico 15 y el fondo del presbiterio se hayan completamente recubiertos de un mosaico vitrificado obra de los artistas valencianos Miguel Cillero (pintor) y Nassio Bayarri (escultor). Frente al pórtico 15 se encuentran las escalinatas por las que se accede al nivel del presbiterio. En el lado izquierdo donde se encuentra actualmente una imagen de la Virgen estaba inicialmente el ambón de las lecturas con un muro tornavoz que ocultaba el hueco que comunicaba el presbiterio con esa plataforma.

El fondo del presbiterio en su origen estaba presidido por una cruz de hierro forjado de estilo abstracto y ha sido sustituida en la actualidad por una imagen de Cristo en la Cruz, pero con los brazos abiertos con gesto sacerdotal, revestido y Glorioso como en la ascensión. El altar siguiendo las directrices de la Reforma litúrgica del Concilio Vaticano II, fue trasladado a una posición más central en el Presbiterio y no frente a la Fachada Este, de modo que pudiese celebrarse la Misa de cara al Pueblo. El diseño es original del Arquitecto Gonzalo Echegaray y tiene forma de marco pétreo. Por el mismo motivo fue retirada la cancela que cerraba las escalinatas del presbiterio.



Fig. 43: Vista Presbiterio. (Arnau, F. 2013)



Fig. 44: Imagen presbiterio, 1962. Tornavoz de lecturas, Cruz, altar y cancela. (R. Sala, 2012)

Entre las estructuras auxiliares está el Baptisterio en la Fachada Oeste. Está cerrado por un muro de piedra inclinado que sigue la cubierta a un agua que lo cubre. Junto a la Sacristía, capillas laterales y claustro alcanza una altura de unos 3 m. Su fachada Sur está constituida por un muro y una ventana corrida en la parte superior con una vidriera de colores abstracta. El Baptisterio consta de una pila bautismal central en piedra con una cubierta de cobre batido que se eleva por una cadena suspendida del techo. Está iluminada por siete lámparas que simbolizan los Dones del Espíritu Santo. (Echegaray, G. 1964)



Fig. 45: Fachada Oeste. Baptisterio. (Arnau, F. 2013)

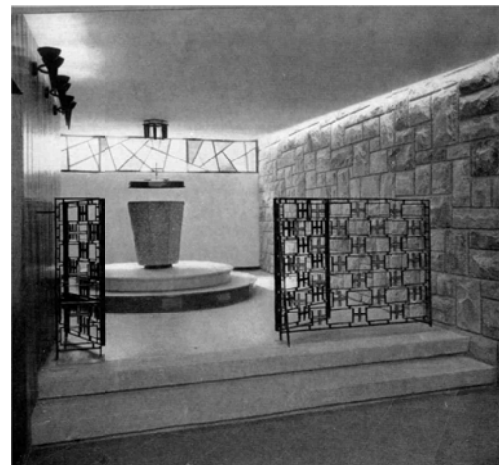


Fig. 46: Baptisterio. (Sala, R. 2012)

La fachada Este está formada por el muro del Presbiterio, que por la fachada exterior está revestido de baldosines vítreos y constituye un fondo para una Imagen de la Virgen del Carmen, patrona de los marineros, que exenta sobre una peana de hormigón en voladizo da la bienvenida a los barcos a su llegada al puerto. Toda ella está rodeada por un marco de hormigón que sobresale en voladizo. (Miñana, J. 1962)

Abrazando la fachada Este se encuentra la Sacristía se dispone simétrica según el eje transversal de la iglesia al Baptisterio. Tiene su misma imagen formal pero su fachada

Sur tiene dos ventanas corridas pues posee una planta inferior en semisótano destinada a almacén que queda en el nivel original del solar. Adosadas a la Fachada Este se encuentran las escaleras que descienden a la planta inferior.



Fig. 47: Vista de la Fachada Oeste y Sur. Sacristía. (Arnau, F. 2013)



Fig. 48: Interior Sacristía (Arnau, F. 2013)

1.3.4. La iglesia a Nivel Constructivo.

A nivel constructivo podemos destacar que la presencia de hormigón armado macizo en la mayoría de cerramientos confiere al templo de cierta inercia térmica que facilita su confort. En aquella época, anterior a la crisis energética de los años 70, es poco habitual el uso de aislamiento térmico en especial en edificios públicos como iglesias donde de modo tradicional se confería esta misión a la masa de los cerramientos. (Echegaray, G. 1959)

1) MUROS DE CERRAMIENTO:

- Como era propio en aquella época los muros son sencillos sin cámara y sin aislamiento térmico.

2) FORJADOS Y CUBIERTAS:

- Las cubiertas de la Iglesia son losas de hormigón armado de 10 cm de espesor. Confían la estanquidad a la del hormigón sujeto a compresión por el postesado. En el proyecto de rehabilitación se colocó una lámina impermeabilizante de refuerzo pero no aislamiento térmico. Sobre el hormigón se aplica una capa de rasilla cerámica sobre mortero de cemento.
- Los forjados de estructuras auxiliares, coro, presbiterio, claustro en su mayor parte están constituidos por nervios de hormigón armado con piezas aligerantes cerámicas de entrevigado y jácenas y pilares de hormigón armado. Sobre las cubiertas se coloca un aislamiento térmico de poliestireno extruido, salvo el claustro por ser abierto, una capa de hormigón de pendientes con lámina impermeabilizante, capa de mortero de protección y pavimento de rasilla cerámica.

3) ACABADOS.

- Revestimientos exteriores en monocapa impermeabilizante en blanco, baldosín vítreo con color, ladrillo y cantería.
- Enlucidos y pintura plástica en blanco en interiores.
- Paredes de las capillas laterales de mármol y panelados en madera.
- También existe muros interiores en cantería.

- La viga-muro Sur por su interior se realiza un revoco en relieve pintado en color oscuro.
- En el muro de separación y de fondo del presbiterio el revestimiento es con elementos cerámicos y pétreos a modo de mural artístico.
- Los techos interiores se realizan en placas de virutas fonoabsorbentes y placas de yeso enlucido.
- En la rehabilitación se monta un doblado de cartón-yeso sobre entramado metálico entre costillas en la viga-muro Norte por su cara interior.
- Solados de baldosa de terrazo.
- Peldaños y solados en piedra natural.
- En el claustro rasilla cerámica sobre capa de mortero.
- La escalera de subida la cubierta está formada por perfiles metálicos con escalones con tabloncillos de madera.

4) CARPINTERÍAS.

- Carpinterías exteriores en acero con vidrios simples o vidrieras abstractas o rectangulares en colores.
- Carpinterías Interiores en madera. (Lafuente, I.2001-2004)



Fig. 49: Muro de cerramiento sin aislamiento térmico. Apertura de la cámara.



Fig. 50: Cubierta del Baptisterio.

2. LAMINAS DE HORMIGÓN ARMADO.

2.1. INTRODUCCIÓN E HISTORIA.

Las estructuras laminares son estructuras de escaso espesor que confían su función resistente en especial a su forma. Tienden a sostenerse básicamente mediante esfuerzos tangenciales de membrana. Sus antecesoras son las bóvedas y la cúpula que por su discontinuidad, al estar compuestas de piezas con escasa resistencia a esfuerzos de tracción, debían recurrir a esfuerzos de compresión como mecanismo resistente. El problema mayor se produce en los apoyos donde los empujes horizontales generan normalmente esfuerzos de flexión que deben ser resueltos aumentando el espesor de las piezas, con el consiguiente aumento de peso muerto perjudicial para el sostenimiento de la estructura (Torroja, E. 1957).

Con la aparición del hormigón armado y su capacidad de absorber esfuerzos de tracción, gracias al acero y al monolitismo, se salvaron estos obstáculos. Este hecho llevó a una explosión de investigación y experimentación en este campo. Gracias a los escasos espesores de las láminas se conseguía eliminar peso muerto lo que favorecía alcanzar mayores luces en virtud de la forma. Esta situación llevará a que en la década de los 20 y 30 comience una auténtica carrera por aumentar las luces y reducir los espesores en láminas de hormigón. El objetivo fundamental de la competición era llevar la nueva tipología con su nuevo material hasta su paroxismo, sin importar el argumento económico (Fernández, J.A. y Navarro J.R. 1999)

La historia de las láminas de hormigón comienza en Europa a principios del Siglo XX. Podríamos decir que Max Berg fue el pionero en el uso de Hormigón armado para alcanzar grandes luces con la cúpula de 67 m del Hall del Centenario de Breslau en 1912. Pero este caso no es el de una lámina sino el de una cúpula nervada. El auténtico pistoletazo de salida lo daría Freyssinet con sus ensayos de bóvedas de hormigón nervadas y de poco espesor de 46 x 60 m para los hangares de Avord en 1916. Dicho sistema lo perfeccionó hasta el refinamiento en los hangares de Orly (1921-1923) donde una lámina de 6 cm se pliega para conseguir más inercia cubriendo mediante una directriz parabólica una luz de 88 m.



Fig. 51: Cúpula del Centenario. Breslau, 1912. (Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

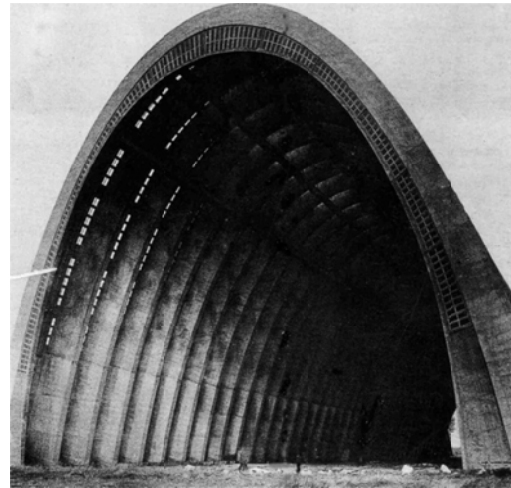


Fig. 52: Hangares. Orly. 1921-1923, (Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

En España fueron pioneros en esta tipología José Eugenio Ribera en el Depósito de Gijón (1902) que cubrió con láminas de 6 cm luces de 3,80 metros apoyadas en riostras sobre pilares. Este esquema lo repitió en el tercer depósito de Madrid. Precisamente Torroja trabajando para Ribera en Hidrocivil construyó sus primeras láminas de hormigón y ladrillo en este caso para realizar cajones de aire comprimido para ejecutar la cimentación de puentes, en el caso del puente de Sancti Petri con una doble cáscara de hiperboloides.



Fig. 53: Prueba de carga depósito Gijón, 1912 (Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

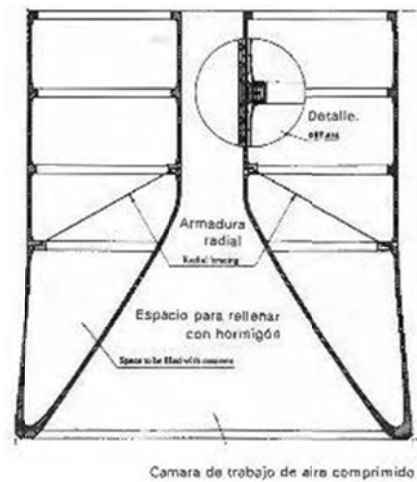


Fig. 54: Cajón para puente de Sancti Petri. (Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

Otro de grandes exponentes en esta materia será Franz Dischinger, director técnico de la empresa Dywidag, a cuyas órdenes trabajará Ulrich Finsterwalder a partir de 1923 y al que sucederá en su puesto en la empresa. Dicha empresa ya había generado una patente, el método Zeiss-Dywidag con el que se construyó el planetario de Jena en 1926 cubriendo una luz de 40 m con 6 cm de espesor. Eduardo Torroja utilizó los métodos de cálculo Zeiss-Dywidag así como el publicado en 1930 por Finsterwalder para el cálculo de cáscara en su Tesis doctoral. El propio Eduardo Torroja les arrebató el récord del planetario en 1933 con la cubierta del Mercado de Algeciras de 40,80 m y 9 cm. de espesor.



Fig. 55: Cúpula del Planetario de Jena, 1926.
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

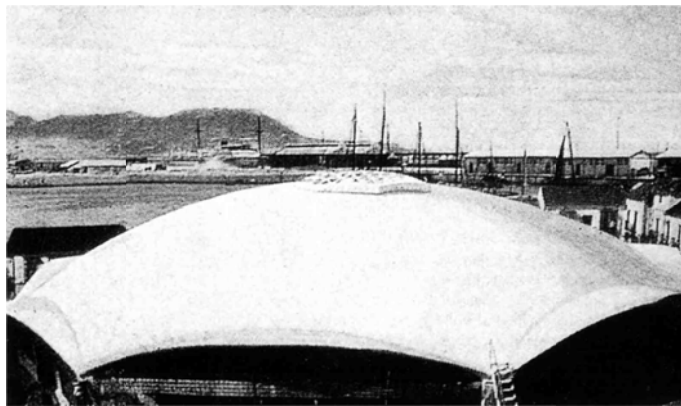


Fig. 56: Cúpula del Mercado de Algeciras, 1933
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

En 1929 Bernard Lafaille se convierte en uno de los primeros en usar cáscaras de superficie reglada con espesores de 5 a 6 cm para cubrir luces de 30 a 50 m.

Otra gran figura española en este campo fue Ildelfonso Sánchez del Río con su mercado de Pola del Siero en 1932. Su uso de las láminas de hormigón armado y bóvedas las llevo hasta su mayor expresión con el Palacio de los deportes de Oviedo (1961-1975).

Hasta aquí las estructuras elaboradas con láminas de hormigón pero con formas más o menos clásicas (bóvedas y cúpulas esféricas o geométricas). Para descubrir nuevos tipo hubo que esperar hasta la experimentación con formas nuevas y revolucionaras de Freyssinet en los Talleres Bagneux, con sus conoides en dientes de sierra en 1928-1929, o Eduardo Torroja con su bóveda del frontón de Recoletos y la cubierta del Hipódromo de la Zarzuela, ambas en 1935.



Fig. 57: Cubierta talleres Bagnaux, 1928-1929.
(<http://arquitecturamashistoria.blogspot.com.es/>)

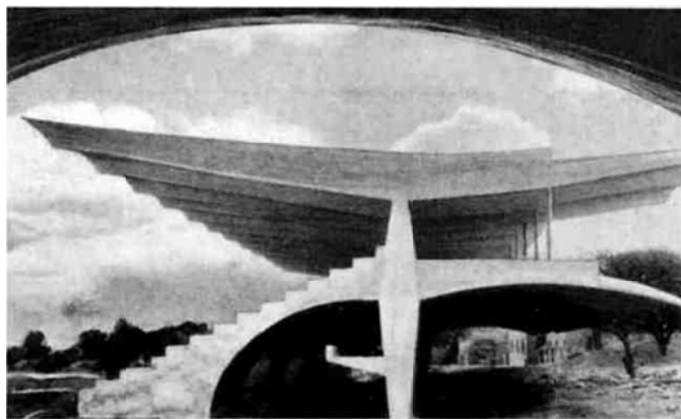


Fig. 58: Cubierta Hipódromo Zarzuela, 1935.
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

Posteriores pero no menos importantes son las aportaciones del arquitecto español Félix Candela. Este arquitecto nacionalizado mejicano y estadounidense se convertirá en la figura más representativa de las láminas de hormigón. Candela proyectó sobre todo las láminas de doble curvatura, basando su mecanismo resistente especialmente en la geometría llevándolas hasta espesores mínimos. Ejemplo claro es el Pabellón de los Rayos Cósmicos (1951) en Ciudad de México, una bóveda realizada con paraboloides hiperbólicos de hormigón armado de 1,5 a 2 cm de espesor realizada en hormigón armado. En 1950 fundó junto a su hermano Antonio y los hermanos Fernández Rangel la empresa Cubiertas Alas, con las que construyó casi 900 estructuras. Experimentó con las láminas de hormigón armado de curvatura doble en todas sus variantes y combinaciones creando edificios de singular belleza y alto interés a nivel estructural.



Fig. 59: Pabellón de los Rayos Cósmicos, 1951
(<http://static.panoramio.com/photos/large/17420437.jpg>)

El ocaso de esta tipología llegó en torno a los años 60 y 70 donde el encarecimiento de la mano de obra y de las cimbras y encofrados la convirtió en insostenible. Aun así aún se pueden disfrutar de grandes ejemplos tras la Segunda Guerra Mundial como las bóvedas de Pier Luigi Nervi en 1949 en Turín de 95 m de luz o la de Esquilan en el CNIT en París en 1958 de 258 m de luz y 3 apoyos con doble lámina plegada de 6 cm con diafragmas (Fernández, J.A. y Navarro J.R. 1999).



Fig. 60: Sala de exposiciones en Turín, 1949 (<http://www.epdlp.com/>)



Fig. 61: CNIT en París, 1958
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

2.2. LAS LÁMINAS PLEGADAS DE HORMIGÓN ARMADO.

Dentro de las láminas de hormigón planas estarían las plegadas que constituyen un grupo especial. El plano no tiene rigidez a flexión pero una vez dobladas la arista adquiere gran rigidez a compresión toda vez que los planos contiguos la arriostran a pandeo. Funciona en un régimen mixto de esfuerzos de membrana flexión.

Esta tipología se desarrolló en la década de los 50 y los 60 pudiendo fechar su fin en el Congreso de 1970 de la IASS que se celebró con el monográfico sobre láminas plegadas y estructuras prismáticas. En este congreso entre otros temas se presentaron sus últimos logros, entre otros un hangar para la Alleghany Airlines en el aeropuerto de Logan, Boston (1970) que cubrió una luz longitudinal de 252 pies. A partir de ahí y debido al aumento del

precio de la mano de obra y de los encofrados y cimbras fueron cayendo en desuso al igual que el resto de tipologías de láminas de hormigón.

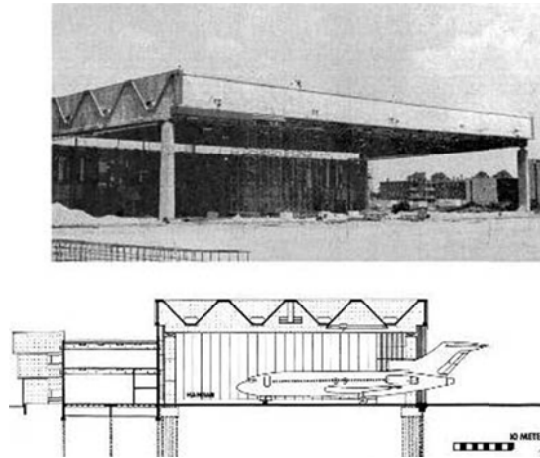


Fig. 62: Hangar Alleghany Airlines, Boston. 1970. (García, R.2013)

El primer ejemplo del que tenemos constancia es la cubierta hexagonal de un depósito de agua en Dubbledam (Holanda) en 1914. Pero los inicios generalizados de esta tipología estuvieron probablemente en la base de los silos de carbón formados por láminas de hormigón armado plegadas en tronco de pirámide. Se conoce ya su uso por Ehlers en Alemania en 1924, tema sobre el que publicaron artículos en 1930 el propio G. Ehlers y H. Craemer.

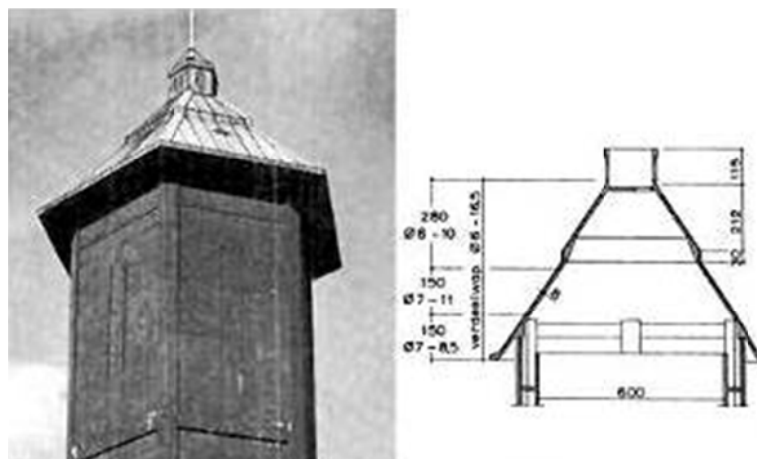


Fig. 63: Depósito elevado en Dubbeldam. 1961. (García, R. 2013)

Esta tipología fue muy usada para depósitos y cubiertas a partir de entonces tanto en Europa como en Rusia. Más tarde, en 1932 Grubers publicó otro artículo y empezó a estudiar las cubiertas prismáticas poligonales, a los que siguieron en los siguientes cinco años los de Craemer, Ohlig, Girkman y Vlasov entre otros. En cualquier caso estos estudios europeos eran de gran complejidad.

A partir de 1945 aparecen métodos simplificados en Estados Unidos de la mano de Winter y Pei (1947), Gaafar (1953), Simpson (1958), Whitney adaptando el método de Girkman (1959), Parme (1960) y Goble (1964). Candela también considera a Kazinski (1948) y

A. Raymond cita como pionero a W. Flügge. El estudio de Lundgren en 1945 sobre láminas cilíndricas también presentó un método simplificado asimilable a las láminas plegadas consistente en aumentar su canto y por lo tanto el brazo de palanca.

Tras los inicios el gran desarrollo se produjo tras la Segunda Guerra Mundial de la mano de Ove Arup y de Félix Candela. De modo especial desde 1951 hasta 1957 en sus diseños de cubiertas para naves industriales o en el techo de la Capilla de la Medalla Milagrosa. Llegó a utilizar este tipo de láminas incluso para forjados de pisos, aunque posteriormente reconocería que no era un uso sostenible.



Fig. 64:
(<http://vitruvius.es/revistas/read/arquitextos/10.119/335>
3)

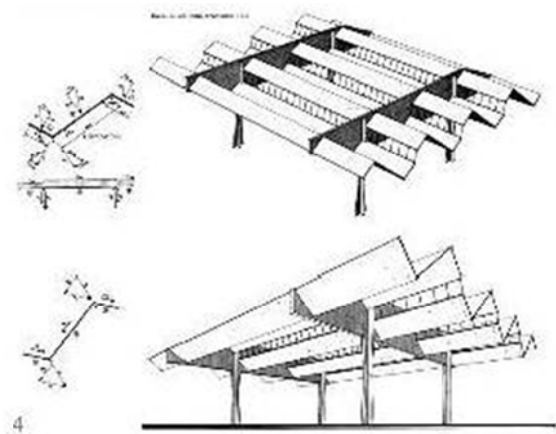


Fig. 65. Cubiertas primáticas de uso industrial.
(García. R, 2013)

En Estados Unidos a partir de los años 50 comenzó de modo generalizado su utilización. Su máximo exponente es Milo Ketchum. Destacan sus láminas plegadas con grandes voladizos para de ese modo evitar los problemas de inestabilidad de borde libre. Un ejemplo es el almacén H.W.Moore Equipment Co. en Denver (1955) con luces de hasta 24 m en sentido longitudinal y espesores de 4 a 6 pulgadas. Destaca también su cubierta para la Lagendorf Bakery de Los Ángeles (1955) donde utiliza por primera vez el pretensado.

A partir de 1955 las técnicas de Pretensado y Postesado permitirán el aumento de luces y de esbelteces y el de postesado en concreto el empalme de piezas cortas.

Otro de los aspectos fundamentales de esta tipología es el de la prefabricación. Destaca la prefabricación de la placa trapezoidal para muchas aplicaciones: cubiertas, forjados, muros, cerramientos, etc. Ejemplos de este tipo son las realizaciones del Ingeniero suizo Tirhamer L. Koncz en Alemania, Cesena (Italia) o Florencia. En Estados Unidos tenemos ejemplos de W. C. Harry en una escuela, una vivienda, un hangar con vuelos de más de 15 m, una Iglesia e incluso un muro para baseball. Otros países donde floreció el prefabricado es en los países del Este de la Unión Soviética. Esta tipología, muy apropiada para países con economía planificada, se desarrolló de modo especial en la DDR o Rumanía.

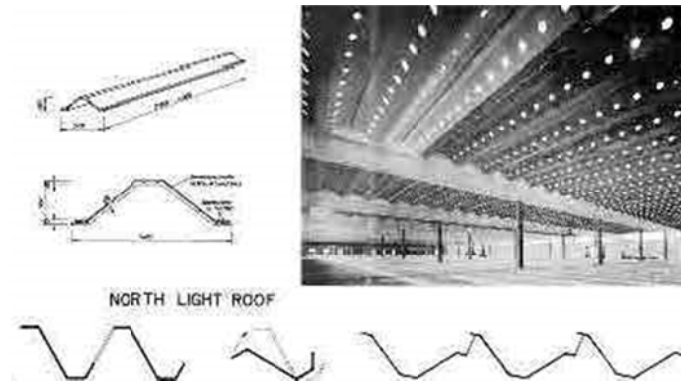


Fig. 66: Almacén en Cesena (García, R. 2013)

En cuanto a geometría podemos distinguir distintos tipos:

- 1) FORMAS AFILADAS O CON CONICIDAD (adecuadas para voladizos). Se consiguen por duplicación de pliegues o bien por ejemplo por transformación de sección en U a sección en V. Su utilidad es en disminuir el canto y el peso según la sollicitación de fletores.

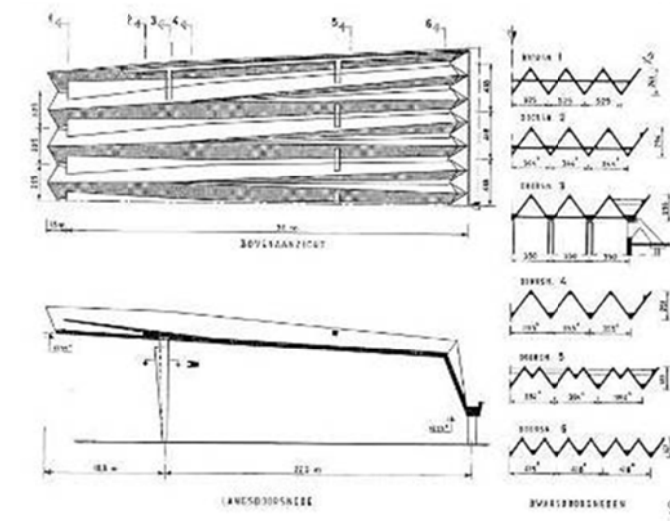


Fig. 67: Láminas afiladas o conicidad. (García, R. 2013)

- 2) PLIEGUES CONTRAPUESTOS. Como el de la cubierta de los comedores de la Universidad Laboral de Tarragona.
- 3) SISTEMAS APORTICADOS. La lámina plegada se dobla al llegar al final de cubierta convirtiéndose en el muro consiguiéndose una mayor integración estructural.
- 4) SISTEMAS ABOVEDADOS. Es una variación del sistema aporticado en superficie en vez de lineal.



Fig. 68: Sistemas aporticados. (García, R. 2013)

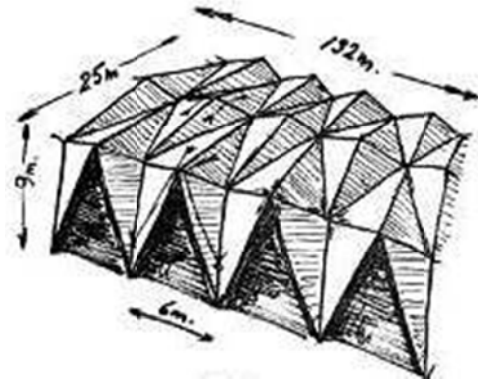


Fig. 69: Sistemas abovedados (García, R. 2013)

Grandes arquitectos trabajaron con esta tipología como Bakema y Van de Broek, en el aula TUDelft (1965) con un voladizo récord de 32 m o un sistema de pórticos de gran luz en el Ayuntamiento de Marl. Marcel Breuer en las oficinas principales de la Van leer de Amstelveen (1959) empleó pirámides invertidas y otras formas porticadas en la Abadía de St. John en Minnestoa (1961). Breuer junto a Pier Luigi Nervi y Bernard Zehruss realiza la cubierta más grande con láminas plegadas en un edificio no utilitario en la sede de la UNESCO en París (1958); Louis Kahn utiliza una lámina plegada cóncava cruciforme en la Iglesia Unitaria de Rochester (1967) y Jørn Utzon con Richard Weston para el estadio de Jeddah en Arabia Saudí ese mismo año (García R. 2013).

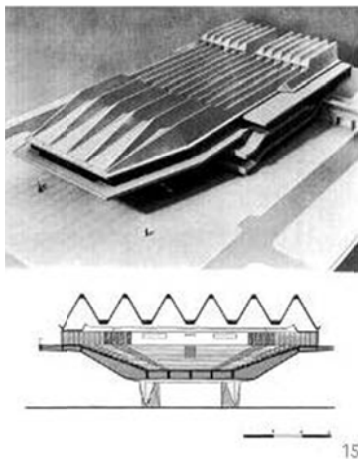


Fig. 70: Aula TUDelft (García, R. 2013)



Fig. 71: Auditorio en la UNESCO. 1958. (Armstrong, A. 2009)

En España, a parte de los ya comentados comedores de la Universidad Laboral de Tarragona (1959) de Torroja y De la Vega tenemos otros ejemplos:

Marquesina de los Laboratorios Alter en Madrid (1961) de Miguel Fisac. Apoyada en dos vigas separadas 5,2 m tiene vuelos de unos 3 por ambos extremos con un canto de unos 60 cm. El mismo arquitecto diseñó una marquesina en la entrada del Centro de Información y Documentación del Patronato "Juan de la Cierva" del CSIC, en Madrid el mismo año. En ella una lámina plegada de 6 cm salva una luz de 6 m para apoyarse en otras láminas en voladizo de unos 3,2 m

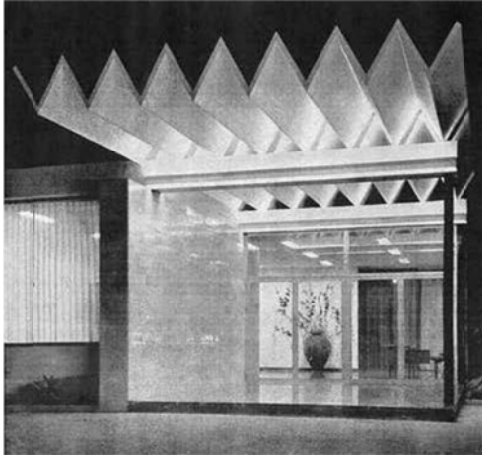


Fig. 72: Laboratorios Alter, 1961
(García, R.2007)

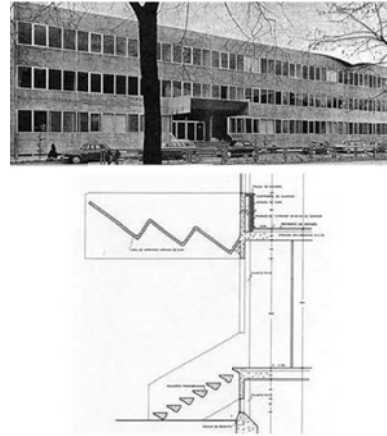


Fig. 73: Patronato "Juan de la Cierva"
(García, R. 2007)

También se han utilizado láminas plegadas como elemento de soporte o incluso contención como la intervención de Azpiazu sobre el proyecto de De la Mora y Candela en Iglesia de Guadalupe en Madrid (1963). En ella unos diedros sostienen los bordes libres del Paraboloide hiperbólico de cubierta. El cálculo lo realizó José Antonio Torroja Cabanilles. Otro ejemplo es el realizado por Fray Francisco Coello de Portugal en Nuestra Señora del Valle Becerril en la Sierra de Madrid (1965-1968) en el cálculo colaboraron José Ruiz-Castillo y Ricardo Urgoiti que habían trabajado previamente con Candela. También de Fray Francisco Coello de Portugal son apoyos los planos intersectados en la torre del Santuario Virgen del Camino en León (1955-61) o los de Miguel Fisac que formaban los remates de los laboratorios Jorba. Láminas plegadas como muros de contención podemos observar también en la Central Hidráulica de Proza en Asturias (1964-1965) obra de Vaquero Palacios o el depósito dodecaédrico de carbón del ITC CET (1959) de Eduardo Torroja, inscrito en una esfera de 10 m, altura de 7,95 m y espesor de lámina de 22 cm.

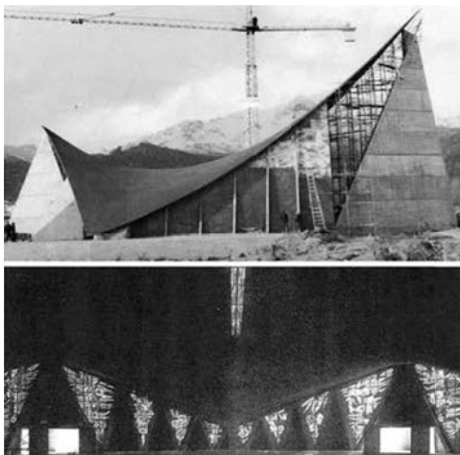


Fig. 74: Nuestra Señora del Valle Becerril, Madrid. 1965-1968. (García, R. 2007)



Fig. 75: Depósito ITC CET. 1959. (García, R. 2007)

De Fray Francisco Coello de Portugal tenemos otros grandes ejemplos de láminas plegadas como son las prismáticas con perfil en Z en la cubierta del salón de actos del Colegio Santo Domingo de Guzmán en Palencia (1962-1965). También su intervención en el

Monasterio de Santa Catalina de Siena (1966-1968) en Alcobendas con cubiertas a cuatro aguas con limahoyas en las diagonales. Las láminas no son desarrollables y por lo tanto estables en si misma. Esta misma forma empleó para la Iglesia jugando con las pendientes, el refectorio y el claustro. En ellas emplea una sucesión de unidades de base cuadrada de lado 4, 5 m y hormigonadas conjuntamente de modo que forman una única lámina. Dicha lámina se apoya sobre perfiles metálicos en sus esquinas.



Fig. 76: Monasterio Sta. Catalina de Siena. Claustro. (García, R. 2005)



Fig. 77: Monasterio Sta. Catalina de Siena. Iglesia. (García, R. 2005)

Más ejemplos del arquitecto dominico son el claustro del Monasterio de la Encarnación de Lejona en Vizcaya (1968-1976) con láminas plegadas con perfiles de cubierta muy peraltada tradicional. Su imagen en negativo es muy novedosa en el intradós por donde está sustentada por pilares metálicos arborescentes; también en el Monasterio de Jesús y María en Toledo (1980-1983) que parece ser la intervención más tardía de esta tipología en España.



Fig. 78: Claustro del Monasterio de la Encarnación. (García, R. 2005)

Jose Ramón Azpiazu Ordóñez fue quizá el mayor representante en España de esta tipología, de la que nos dejó grandes ejemplos. En el Instituto de Enseñanza Secundaria Sorella en Valencia (1969) emplea láminas plegadas con conicidad, no desarrollables por estar formada por piezas combinadas de forma contrapuesta. Dicho tipo se puede observar en los porches, marquesinas en voladizo en la entrada y el garaje o en el salón de actos y el gimnasio donde las láminas se doblan formando además de la cubierta un muro de cerramiento

inclinado. La rigidez transversal se asegura con nervios en el extradós y en las uniones con los muros.

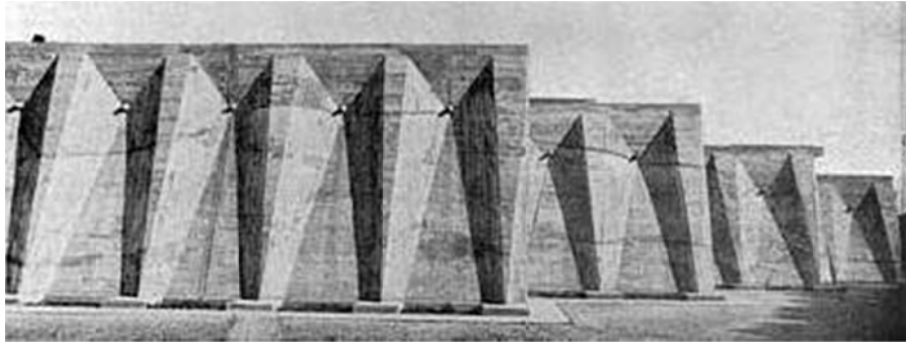


Fig. 79: Instituto Sorolla. Valencia. 1969 (García, R. 2007)

Del mismo autor tenemos otro gran ejemplo en la estructura de tribunas del Canódromo de Madrid. Esta estructura está formada por voladizos de 18 m sobre pórticos separados 8m. Al igual que en el Hipódromo de la Zarzuela se pretendía realizar el módulo de voladizo con Hiperboloides parabólicos pero finalmente tuvo que hacerse con una lámina plegada, introduciendo por lo tanto esfuerzos de flexión, por problemas de plazo en la ejecución. La lámina resultante tiene también conicidad, no es desarrollable con unión de elementos contrapuestos de modo que disminuye el canto hacia los bordes. Existe una única línea de soportes y tirantes en V en el otro extremo que se anclan en el graderío. La rigidización transversal se confía a nervios en el extradós y a un plano vertical de tímpano en la unión de láminas de conicidades opuestas, sobre la línea de soportes (García, R. 2007).

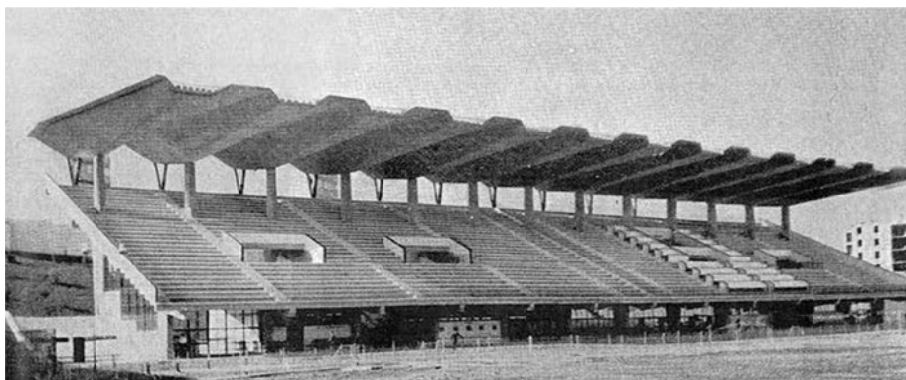


Fig. 80: Canódromo de Madrid. 1962. (García, R. 2007)

2.3. LAS LÁMINAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TORROJA.

Para Eduardo Torroja el Hormigón Armado era la cumbre en la evolución de los materiales de construcción y aunque nunca se cerró al uso de otros materiales, dedicó gran parte de su vida de investigador a estudiar el uso de este material.

Al igual Ludovico il Moro pensaba que cada Revolución debía estar representada por una nueva forma, Eduardo Torroja comparte con Adolf Loos la idea de que cada material de acuerdo con sus características resistentes tiene en una tipología constructiva su máximo exponente. Para él la expresión máxima del hormigón armado se manifestaba en las láminas, que como

el material era una tipología nueva. La belleza de las láminas de hormigón radica en su veracidad estructural y constructiva: sus escasos espesores, además de permitir grandes luces virtud de la ligereza y de la forma, no permiten ocultar su mecanismo resistente. Constructivamente las láminas constituyen un todo en uno: estructura y cerramiento. Por otra parte su monolitismo y moldeabilidad y la variabilidad en la disposición del armado dota a este material de una libertad inimaginable. (Fernández, J.A. y Navarro J.R. 1999)

De este modo Torroja se convirtió en uno de los máximos exponentes en la ejecución de estas tipologías especialmente debido a su creatividad. Algunas de sus obras clasificadas según el tipo de láminas son:

- 1) **LÁMINAS PLANAS.** De las que hablaremos más adelante. Ejemplos de este tipo, y en concreto de las láminas plegadas además de la Iglesia de San Nicolás (1962) son:
 - **La capilla de la ascensión en Xerrallo (1952).** Se trata de una lámina triangular y plegada en cubierta formando una limatesa inclinada. El ángulo se apoya en una cruz.
 - **Comedores de la Universidad Laboral de Tarragona (1956).** Junto al Arquitecto de la Vega y los Ingenieros Pozo y Páez. Se trata de una cubierta de 57,60 X 20 m de luz y 12 cm de espesor formada por planos triangulares alternativamente inclinadas con sentidos opuestos. Sus límatelas son horizontales pero inclinadas con respecto a fachadas y las limahoyas inclinadas y perpendiculares a la misma. Posee un pretensado por el sistema Barredo de modo que la pieza se haya comprimida. Unos apoyos móviles permiten su libre dilatación.



Fig. 81. Capilla Ascensión en Xerrallo 1952 (Borcha, S. 2000)

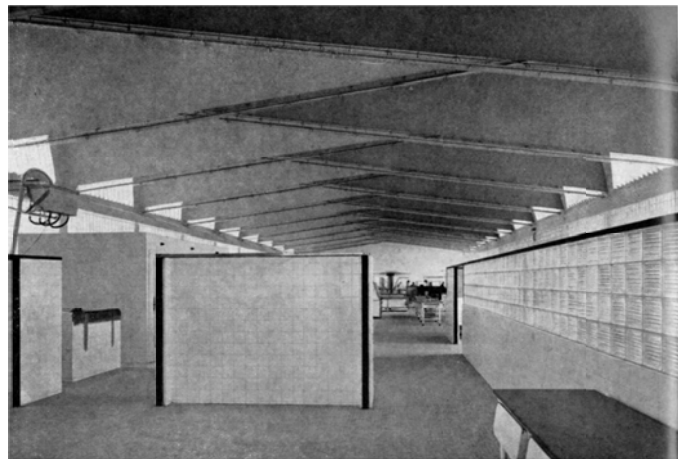


Fig. 82: Comedores Universidad Laboral de Tarragona. 1956. (Torroja, E. 1962)

- 2) **CURVATURA SIMPLE O PARABÓLICA.** También llamadas desarrollables. De curvatura normal a un punto nula en una dirección y con curvatura del mismo signo en el resto.
 - **Cubierta de en la Escuela Elemental de Trabajo (1935).** Cubre un espacio de 8 x 24 m y un espesor de 5 cm. con una sección semiéptica. Al igual que la cubierta de la Iglesia de Villaverde, el Frontón de Recoletos y la Iglesia del Grao, su estructura se apoya en los lados más alejados trabajando como viga.



Fig. 83: Cubierta Patio Escuela Elemental de Trabajo. 1935.
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

- **Cubierta de la Iglesia de Villaverde (1935).** De 25 x 17 m formada por media elipse flanqueada por dos cuartos de elipse y nervios de rigidización en sus uniones. Trabaja como viga en el sentido longitudinal. En Mitad del cruce existe una bóveda octogonal formada por sectores elípticos. Tiene un apoyo libre para permitir la libre dilatación.
- **Frontón de Recoletos (1935).** Junto al arquitecto Secundino Zuazo. Salva una luz de 55,50 m X 32,50 m y se apoya en sentido longitudinal. Se trata de dos arcos de circunferencia de espesor variable. En la cercanía de la intersección de los dos sectores y en el apoyo del menor existe un lucernario formado por una triangulación de nervios de hormigón para iluminar la cancha y las gradas. En la intersección de las dos bóvedas existe un refuerzo de la arista. Tras sufrir daños durante la Guerra Civil sufrió un colapso. Torroja pensó que podría haberse evitado con un refuerzo con arcos en el sentido transversal para darle rigidez a flexión transversal.

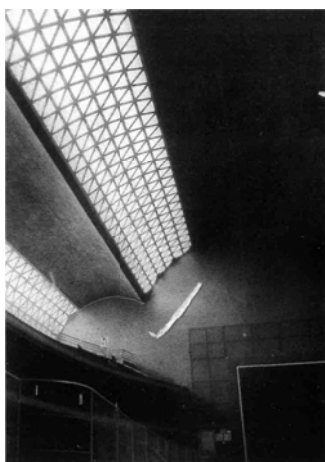


Fig. 84: Frontón de Recoletos, 1935.
(Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

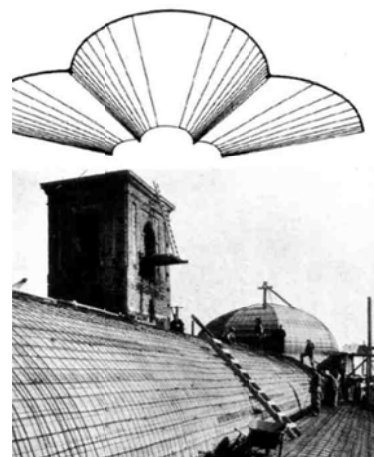


Fig. 85: Cubierta de Iglesia en Villaverde.
(Borcha, S. 2000)

3) CURVATURA DOBLE. No desarrollables:

- a) Sinclásticas o Elípticas: Su curvatura es del mismo signo en todas las secciones normales a un punto.

- **Capilla de Sancti Spirit.** (1953). Se trata de un cascarón de 5-6 cm de doble curvatura peraltado y con los bordes traccionados mediante tirantes radiales.
- **Iglesia de Pont de Suert, Lérida** (1952). Se trata de un conjunto de cáscaras peraltadas realizadas con tres roscas de ladrillo. La primera tomada con yeso para obtener la forma y las otras dos de ladrillo. El zuncho de coronación y de unión de dos cascarones opuestos aporta peso para que éstos entren en carga.

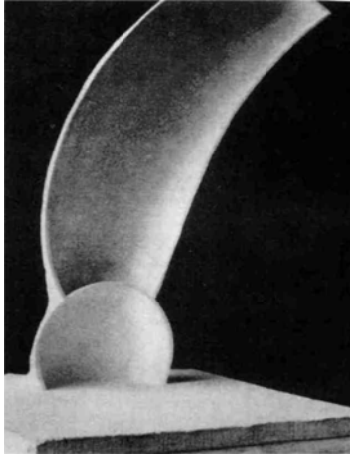


Fig. 86: Iglesia de Pont de Suert. Módulo. 1952. (Borcha, S. 2000)

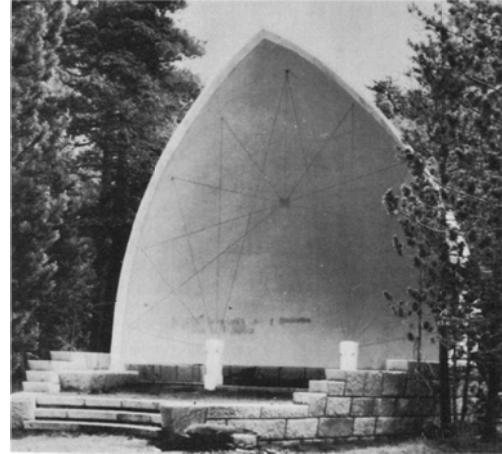


Fig. 87: Capilla Sancti Spiriti. 1953. (Arredondo, F. et al. 1977)

- **Mercado de Algeciras** (1933). Ya explicado previamente al hablar del pretensado. Lo constituye una cúpula de 47,80 m de diámetro con 9 cm de espesor hasta 50 cm en los apoyos.



Fig. 88: Mercado de Algeciras, 1933 (Fernández, J.A. y Navarro, J.R. 1999)

- b) Anticlásticas o Hiperbólicas: Sus curvaturas normales son de distinto signo y por lo tanto de curvatura gaussiana negativa en todos sus puntos. Estas formas debido a la doble curvatura de sus puntos confían más el mecanismo resistente a su forma.
- **Depósito de Fedala** (1956). Ya explicada previamente en el apartado de pretensado. Se trata de una superficie reglada formada por dos hiperboloides de revolución que trabaja en estado de membrana. Mediante el postesado por el sistema Barredo a

través de las dos familias de generatrices de la lámina se consigue que toda ésta quede comprimida de modo que se garantice su estanquidad.

- **Hipódromo de la Zarzuela. (1935).** Junto a los Arquitectos Arniches y Domínguez. La forma es resultado de una depuración estructural de la sección funcional. Se trata de unos voladizos de 12,8 m de doble curvatura que disminuyen el canto de su sección en el voladizo. Se apoyan sobre un gran pilar central. En su parte posterior posee un tirante unido a la cubierta de la galería, en voladizo de modo que actúe de contrapeso. Como se ha comentado del módulo de cubierta se realizó un modelo a escala 1:1 a petición del constructor para realizar una prueba de carga que se suspendió al llegar a los 900 Kg/m².



Fig. 89: Depósito de Fedala. 1956
(Arredondo, F. et al. 1977)

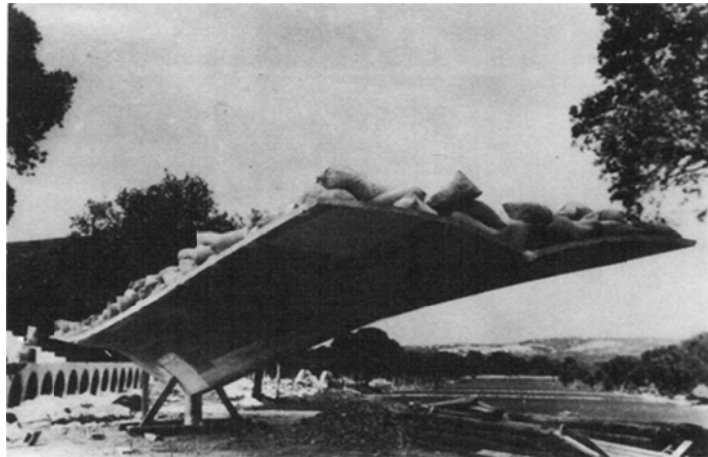


Fig. 90: Hipódromo de la Zarzuela. Prueba de carga de módulo.
1935 (Arredondo, F. et al. 1977)

- **Club Tachira (1957).** Caracas. Es una estructura de forma libre y doble curvatura que no llegó a ejecutarse. Para su cálculo y comprobación también se realizó un modelo a escala.

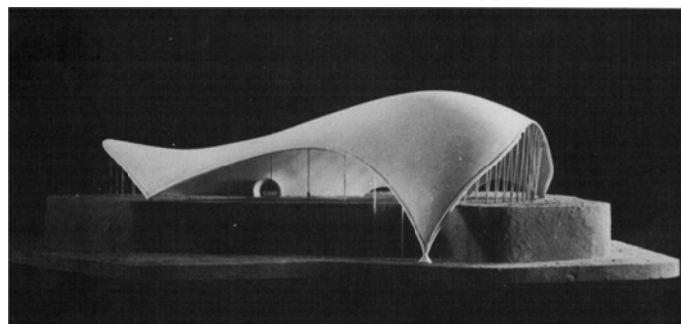


Fig. 91: Club Tachira. Caracas. 1957. (Arredondo, F. et al. 1977)

Otro modo de clasificar las láminas es en función de si se generan por revolución o traslación de una curva. En el caso de que sea de una recta se denominan también regladas. (Borcha, S. 2000)

2.4. MÉTODOS DE CÁLCULO Y LOS MODELOS A ESCALA DE EDUARDO TORROJA.

En cuanto a métodos de cálculo, los de Dischinger-Diwydag o de Finsterwalder fueron precedidos por estudios previos como el de Lamé y Clapeyron sobre la analogía de membrana que no toleraba esfuerzos de flexión; también los de C.B. Airy y A. EH. Love para cascarones cilíndricos o Las ecuaciones matemáticas de Zeiss, que fueron base de los estudios prácticos con cascarones de Weshinger en 1923.(García, R. 2007)

Eduardo Torroja además de predecir mediante cálculos matemáticos el comportamiento de sus estructuras construyó modelos a escala 1:10, o incluso a escala 1:1 en el módulo del Hipódromo de la Zarzuela. Dichos modelos reducidos se ensayaban registrando sus deformaciones para más tarde ser comparados con los de cálculo e incluso los reales tras la construcción de la estructura. Los estudios, realizados en el ITCC, sirvieron para elaborar métodos de cálculo “*ad hoc*” en algunos casos o bien para elaborar estudios sobre métodos de cálculo. Algunas de las estructuras que se sometieron a este método fueron las del Frontón de Recoletos o el Mercado de Algeciras, cuyo modelo curiosamente sufrió un colapso por un fallo en el anclaje del anillo de pretensado. Otras fueron el Club Tachira de Venezuela o varias cubiertas experimentales como la que se fabricó ex profeso para el Coloquio de la IASS en Madrid de 1959. Aunque para la Iglesia de Gandía no se llegó a realizar ningún modelo, si se hizo para la cubierta de los comedores de la Universidad de Tarragona, realizada por las mismas fechas y también una cubierta de lámina plegada con postesado del Sistema Barredo. Aunque en este caso se ajusta mejor a la tipología de lámina plegada que la Iglesia de Nicolás. (Fernández, J.A. y Navarro J.R. 1999)

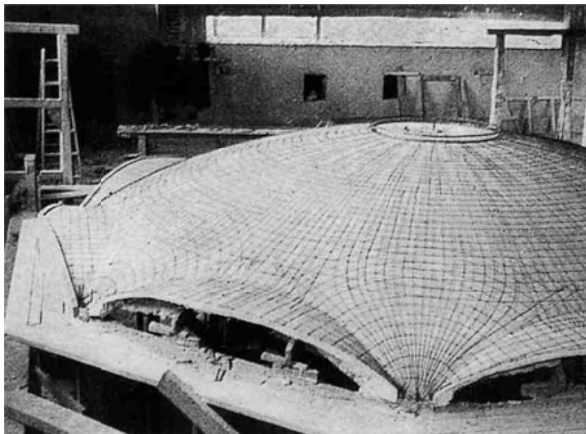


Fig. 92: Modelo Algeciras. (Fernández, J.A. y Navarro J.R. 1999)

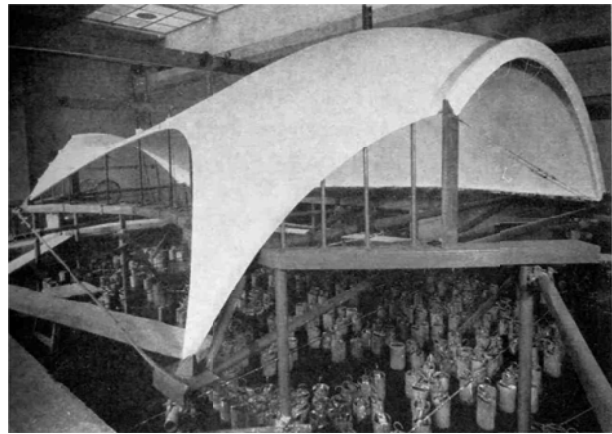


Fig. 93: Modelo Club Tachira. (Arredondo, F. et al. 1977)

3. LA TÉCNICA DEL PRETENSADO

3.1. INTRODUCCIÓN.

La técnica del Hormigón pretensado consiste básicamente en introducir en el Hormigón Armado un Sistema de tensiones inducido de modo artificial de modo que sumado al originado por las acciones exteriores nos del estado tensional deseado por el proyectista.

El pretensado del Hormigón armado puede conseguirse mediante cualquier técnica que permita la aplicación de una carga sobre el elemento estructural pero genéricamente las más comunes son dos:

- 1) Mediante cables de acero tensados previamente al hormigonado de la pieza. Tras el endurecimiento del hormigón se deja de aplicar dicha fuerza que se transmite al hormigón por adherencia mediante el efecto Poisson: Los cables al ser traccionados deforman disminuyendo su sección y al dejar de aplicar la fuerza tienden a recuperar la forma original. Al estar aprisionados por el hormigón le transmiten dicha tensión mediante la adherencia. Se conoce comúnmente como Pretensado y se usa fundamentalmente en la prefabricación.
- 2) Mediante cables de acero tensados posteriormente al endurecimiento del hormigón. Previo a la fase de hormigonado se introducen unas vainas en el encofrado, entre las armaduras, con la directriz que se pretende que posean los cables. Tras el endurecido se tensan los cables mediante gatos hidráulicos y cuñas transmitiéndoles la tensión deseada. Los cables, por lo general en una directriz parabólica, al tender a recuperar la forma recta al ser estirados, transmiten una tensión al hormigón que sumada a las acciones exteriores resultará el sistema tensional deseado. Finalmente y a modo de protección las vainas se rellenan con un mortero líquido. Se conoce comúnmente como técnica de postesado.

Generalmente mediante las directrices parabólicas se pretende contrarrestar el sistema tensional causado por la flexión de la pieza de modo que el resultado de las acciones lleve a que toda la pieza se halle comprimida. El sistema no sólo permite alcanzar grandes luces sino que al no estar sometido el hormigón a esfuerzos de tracción, éste apenas se fisura favoreciendo la estanquidad de la matriz alcalina de hormigón que pasiva las armaduras y por lo tanto aumentado la durabilidad del elemento.

En ocasiones hablaremos de Hormigón Pretensado independiente de que éste se halle sometido a la Técnica del Pretensado o Postesado, como significando que se le ha aplicado una tensión previa a las que será su estado de cargas habitual durante la vida útil de la estructura. (Torroja, E. 1957b)

3.2. EDUARDO TORROJA Y EL PRETENSADO.

Eduardo Torroja percibe el Pretensado como una más de las herramientas para conseguir el objetivo estructural que se plantea.

Aunque muchos hayan visto en Torroja el precursor del Hormigón Pretensado por su intervención en el Acueducto de Tempul por delante de Freyssinet, ambos ingenieros eran

conscientes de que esto no era así. Desde sus primeras intervenciones Torroja utiliza la técnica del Pretensado como un medio para obtener su fin estructural, mientras que Freyssinet centra su vida profesional en dicha técnica. Así mismo la concepción que Freyssinet tiene del Pretensado es el de un sistema estructural nuevo mientras que Torroja y otros como Maillart o Nervi consideran el Pretensado como un sofisticado corolario del uso del Hormigón Armado. (Arredondo et al.1977)

Sin embargo Eduardo Torroja se distingue de Maillart o Nervi en que a pesar de que considerara el Hormigón el culmen en la evolución de los materiales y reconozca en el Pretensado el máximo refinamiento en su técnica, nunca se cerró al uso de otros materiales. Consideraba que al tener cada material sus propias características, cada tipología estructural tenía su máxima expresión en el material que diese mejor respuesta a su mecanismo resistente.

Ejemplos de éste planteamiento de Torroja son las temporadas en que se centró en el uso de los Aceros electrosoldados en sus estructuras, tras utilizar una cimbra metálica en el Viaducto de Esla (1939), como en los hangares de Torrejón (1942), Barajas (1945) o de un modo más sofisticado en el hangar de Cuatro Vientos (1949). En los tres hangares resultó innovador el proceso constructivo al ser ejecutadas las cubiertas en el suelo para finalmente ser izadas mediante gatos hidráulicos.

Se prodigó también en estructuras mixtas de hormigón y acero en la reconstrucción de puentes tras la Guerra Civil, como el de Tordera (1939) y el de Muga (1939). En estas ocasiones la economía fue un condicionante por la escasez de medios tras la guerra civil. El elevado precio del acero le llevó a la ideación de ingeniosos sistemas constructivos y estructuras que optimizasen el uso de dicho material, combinándolo con el hormigón. Sus intervenciones fueron además modos de investigación en esta materia, pues en aquellos momentos la tipología era muy reciente y tuvo que idear sistemas de anclaje y de transmisión de esfuerzos entre la estructura metálica y de hormigón, así como modo de absorber las deformaciones diferidas o las distintas dilataciones de los materiales.

También utilizó en otras ocasiones el ladrillo e incluso el ladrillo pretensado para sus estructuras laminares como la Iglesia en Pont de Suert (1952), La capilla de Sancti Spiriti (1953) o varios depósitos de agua como la bóveda de cubierta del de Fedala o el de la Zarzuela. Otra muestra de su versatilidad en el empleo de materiales fue su fascinación ante la idea de Heinz Hossdorf del uso del pretensado en un puente de sillares de piedra que quedaría plasmada en un artículo en la revista Informes de la Construcción, dependiente del ITC CET.

Otra diferencia entre Eduardo Torroja y Eugène Freyssinet es que éste creía que el hormigón pretensado debería trabajar siempre comprimido de modo que su cálculo se realizase en régimen elástico. Torroja sin embargo, ya en 1944 estaba interesado en el comportamiento plástico de las secciones de hormigón que se deducían de las mayores resistencias alcanzadas en los ensayos a rotura. En escritos que finalmente se plasmarán en un documento presentado a la RILEM en 1951 realizará reflexiones en torno al coeficiente de seguridad a rotura, introduciendo la idea que años después cristalizará en los Estados Límites Últimos y de Servicio. En ellos se llega a considerar la sección de hormigón fuerte-

mente fisurada y el acero plastificado, limitando las deformaciones del acero en lugar de las tensiones. El tiempo ha acabado dando la razón a Torroja en este aspecto pues dichos conceptos han sido introducidos en las normativas de estructuras de Hormigón además de que se ha producido la fusión de las normativas y organismos nacionales e internacionales dedicados al Hormigón Armado y Pretensado (Torroja, J.A. 2005).

Como ya se ha mencionado Eduardo Torroja no usa el Pretensado como punto de partida sino que en la mayoría de ocasiones lo utiliza como respuesta a un planteamiento estructural en el uso del hormigón armado. El diseño de la geometría y del uso de fuerzas activas pretende inducir en la estructura las solicitaciones deseadas por el proyectista en función de las características resistentes del material. Este proceso supone una gran intuición sobre el comportamiento y deformación de las estructuras, intuición que Torroja poseía a un nivel superlativo. Resuelve los planteamientos estructurales no de modo pasivo sino que mediante el diseño de la forma o la introducción de fuerzas mediante el pretensado propone manipular la naturaleza de modo que se adecúe a nuestras necesidades. Es en este sentido en el que podríamos decir que sus estructuras son activas (Sosa, P.M. 2000)

Tecnológicamente Torroja aplica la técnica del Pretensado mediante ideas propias que van evolucionando a lo largo del tiempo:

Acueducto de Tempul (1925). Fue uno de los primeros proyectos que realizó trabajando para Ribera en Hidrocivil. El proyecto consiste en una modificación del proyecto original con la que se pretendía eliminar las dos pilas que se encontraban en mitad del Río Guadalete, salvando una luz de 60 m. El acueducto no debía transportar agua directamente sino acoger dos tuberías. Torroja lo resuelve dividiendo el puente en un tramo central que apoya en los dos tramos de ambas riberas. Para sostener el voladizo lo realiza mediante cables apoyados en la pilas de las riberas. Usa cables que ancla por longitud en las paredes y base del acueducto para garantizar su anclaje por no confiar en el solapamiento o soldado de las barras.

El tensado de los cables lo realiza mediante gatos hidráulicos en la cabeza de las pilas del acueducto antes de su hormigonado. De este modo y tras cargar el acueducto y elevar los gatos consigue que los cables deformen antes del hormigonado. Tras hormigonar las pilas y los cables en el caso de que el acueducto quede descargado el hormigón queda comprimido absorbiendo las tracciones de los cables. Es por esta actuación que se le considera a Torroja precursor del Hormigón Pretensado, pues Freyssinet patentó su sistema en 1929, sin embargo Torroja llega a él de modo indirecto y con otras pretensiones.

El **Mercado de Algeciras (1933)**, se trata de una cúpula de 47,8 m de radio y 9 cm de espesor con base octogonal y ocho apoyos produciéndose la transición mediante bóvedas, que prolongadas en voladizo protegen la entrada. Utiliza el pretensado del anillo de apoyo de la cúpula mediante aceros pretensados por rosca de modo que la cúpula se encuentre mínimamente solicitada por esfuerzos de flexión. Los apoyos están solicitados prácticamente a compresión por absorber el anillo pretensado los esfuerzos horizontales de empuje de la cúpula, pudiendo liberar los accesos al mercado.

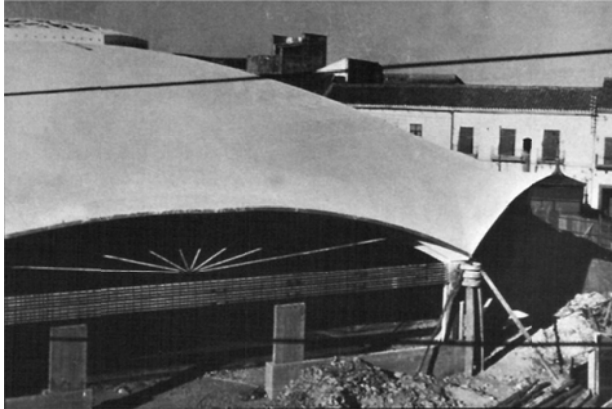


Fig. 94: Mercado de Algeciras. Anillo de Pretensado. (Arredondo, F. et al. 1977)

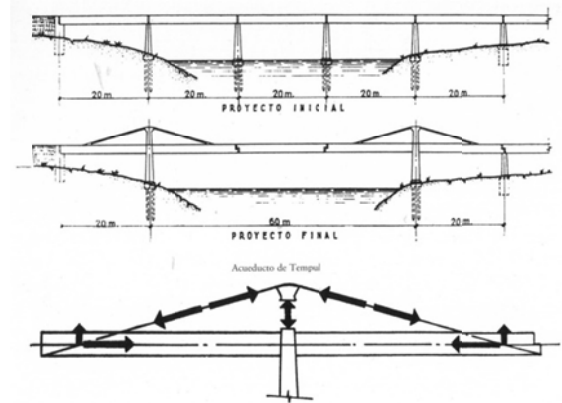


Fig. 95: Acueducto de Tempul. Alzado y esquema de pretensado. (Arredondo, F. et al. 1977)

En el **acueducto de Alloz (1939)** sobre el Río Salado en Navarra, el pretensado es tanto longitudinal como transversal para conseguir mantener el hormigón comprimido y sin fisurar garantizando su estanquidad para el transporte de agua. Para ello recurrió al diseño, proyectando vanos de 20 m con voladizos de 10 m en ambos lados de modo que los momentos flectores sean negativos, y también a la técnica del pretensado. Para ello ideó un sistema conteniendo los cables en la cara superior de los laterales del conducto, en lo que serían pasarelas de servicio y tras atar un par de cables mediante bridas los separa mediante un gato abriendo los cables con barras en tijera e interponiendo una barra que impida que se cierren. El proceso se repite en el par de cables las veces necesarias hasta transferirle la tensión deseada. Tras dejarlo deformar durante un tiempo se procede a su hormigonado. Transversalmente la compresión de la cuba se realiza mediante barras con tensores cada 4m.

En el **Acueducto de Tablellina (1956, Proyecto)** para disminuir el número de juntas de cara a mejorar la estanquidad ideó el pretensado mediante un arco triarticulado situado en la junta de dilatación central. Para ello ideó una articulación que hiciese compatibles la deformación del sistema con mantener constante el empuje horizontal en el conducto, de modo que se encontrase siempre comprimido longitudinalmente. Dicho sistema es una ingeniosa alternativa de inducir esfuerzos sin necesidad de cables, que en este caso debido a la longitud del acueducto resultaba anti-económico. Transversalmente se produce la compresión de la cuba mediante un sistema semejante al Acueducto de Alloz.

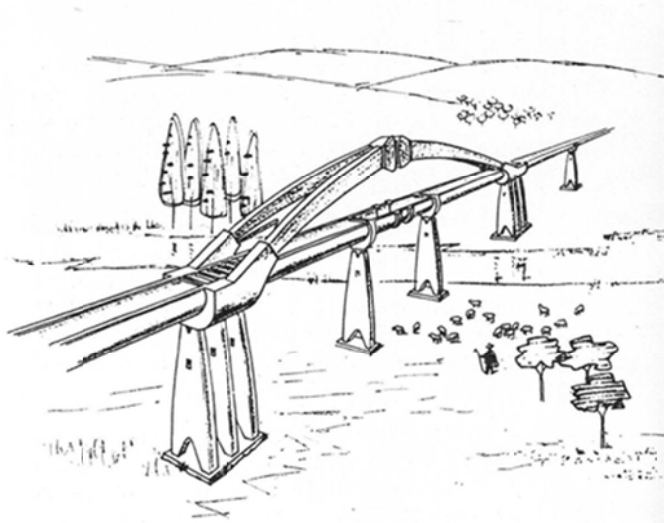


Fig. 96: Acueducto de Tablellina. Proyecto (Arredondo, F. et al. 1977)

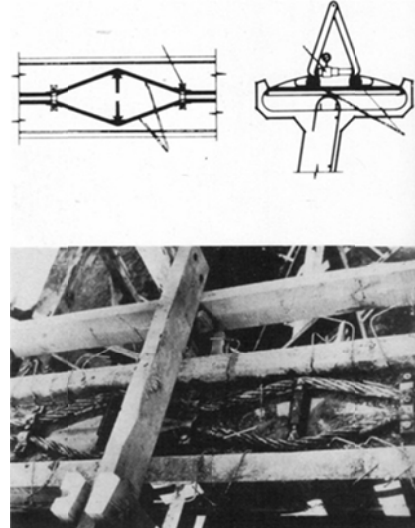


Fig. 97: Acueducto de Alloz. (Arredondo, F. et al. 1977)

En el caso de los depósitos de agua, Torroja usa el pretensado para mantener la cuba comprimida y garantizar su estanquidad al no encontrarse el hormigón fisurado. La forma habitual de realizar dicho pretensado sería mediante nervios que permitiesen el tesado y anclaje en sus cabezas además de alojar las vainas de postesado. Pero Eduardo Torroja quería conservar la planeidad de superficies de los cerramientos de las cubas de modo que ingenia formas para que dicho postesado pueda realizarse en superficies lisas.

En dos de estos proyectos Torroja emplea de nuevo su ingenio para idear nuevos métodos para conseguir el pretensado de la estructura: En un proyecto no ejecutado realiza una cuba con doble pared de ladrillo armada. A medida que se va construyendo la cara interior va rellenando la cámara de grava dejando previamente unas vainas que lleguen hasta la parte superior. Finalmente llena el depósito de agua por encima del nivel de servicio de modo que la pared de ladrillo se deforma traccionando el armado y se fisura produciendo fugas importantes de agua. Se sigue aportando agua al depósito a la vez que se rellena la cámara con un mortero líquido que va sellando las juntas. Al fraguar deja con las armaduras traccionadas deja el depósito en estado comprimido siempre que el agua quede por debajo del nivel de servicio.

En otro proyecto Torroja realiza una serie de hendiduras en la cara interior de la cuba de modo que tras aplicar fuerza con un gato en cada una de ellas para abrirlas las rellena de un mortero resistente. De este modo al endurecer el mortero la cuba se encuentra precomprimida.

En otros como el **Depósito de Fedala (1956)** Eduardo Torroja emplea su creatividad en la disposición del pretensado al dar forma hiperbólica a la cuba y alojar las vainas en las dos familias de generatrices rectas. Las cabezas de los postesados las alojará en los extremos de la cuba. También empleará el postesado en la base circular del depósito de modo que mediante la disposición de pares opuestos de cables conseguirá comprimirla radialmente de modo que se anulen los empujes horizontales sobre los apoyos. En este caso y en otros como los depósitos de Khemiser, Souk el Arba o Sidi Bernoussi ya emplea el Método

Barredo o Método Español del Pretensado, que es el que utilizará también en la Iglesia de Gandía o el Comedor de la Universidad Laboral de Tarragona. (Torroja, J.A. 2000)

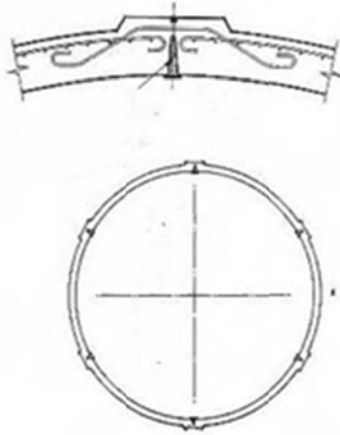


Fig. 98: Esquema de postesado por apertura con gato de hendidura. (Arredondo, F. et al. 1977)

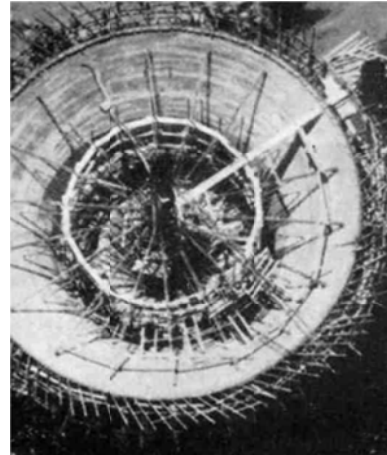


Fig. 99: Depósito de Fedala. (Borcha, S. 2000)

3.3. EL MÉTODO BARREDO O MÉTODO ESPAÑOL DE POSTESADO.

A partir de 1943 la aparición de los aceros finos de alta resistencia llevaron al desarrollo de patentes industrializadas de pretensado con armaduras pretensas ancladas por adherencia. El desarrollo de la tecnología para el las estructuras pretensadas con alambres postesados no llega a su culmen hasta 1960. (Cassinello, F. 1970)

Eduardo Torroja en sus obras empleó distintos mecanismos de tesado de los cables hasta que con su asesoramiento Ricardo Barredo registró en Método Barredo o Método Español (Cassinello, P. 2007)

Ricardo Barredo era estudiante de grado medio de Ingeniería Industrial cuando Torroja lo escogió como jefe de encofrados en Hidrocivil. Entre 1924-1927 Torroja trabajaba en dicha empresa a las órdenes de José Eugenio Ribera, profesor de Puentes en la Escuela de Ingeniería de Caminos e introductor en España de la patente de Hennebique. Barredo también fundó junto a Torroja en 1940 el primer Laboratorio de Materiales privado, colaboró en el desarrollo del Laboratorio de Torroja y de la Asociación Nacional del Pretensado. Trabajó con él como constructor en muchas de sus obras entre ellas el Mercado de Algeciras (Barredo, R. 2008).

El Sistema Español fue elaborado con el asesoramiento de Eduardo Torroja y del ITC CET. Consistía en el diseño de un anclaje con cilindro con hueco cónico y cuña cónica que retenía tres barras o cables. Dichos cables se tesaban mediante tres gatos hidráulicos que permitían el tensado independiente, lo que evitaba el rozamiento y pinzamiento de los cables cuando era realizado a la vez. Con este método los gatos tensaban los cables para que trabajasen a igual tensión aunque el recorrido del gato fuese distinto. El sistema de cuña permitía la corrección del tesado durante la aplicación de la carga e incluso durante la fase de servicio.



Fig. 100: Tesado de los cables por el Método Barredo. (González, F, 2007)

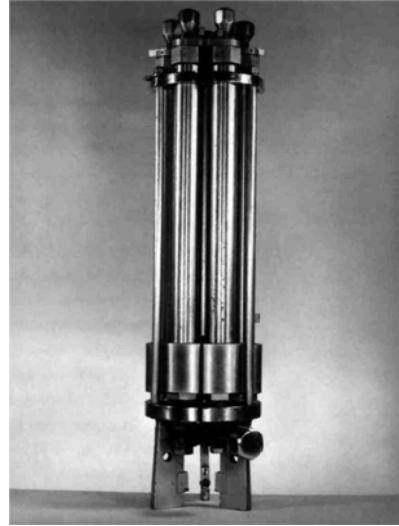


Fig. 101: Gato hidráulico. Método Barredo. (Barredo, R. 1955)

El tensado, en el caso de cables con directriz recta podía hacerse desde uno de los extremos, normalmente alternándolos por grupos. En el caso de que la directriz del cable fuese curva debía tensarse en ambos costados como es el caso que nos ocupa de la Parroquia de San Nicolás de Gandía (Barredo R.1960).

Dicho Sistema compitió a nivel internacional con los más prestigiosos como BBRV, Freyssinet, CCL, Mangel, VCL, LEOBA, Dischinger. Eduardo Torroja desde su aparición sólo empleará éste, no sólo por ser en parte responsable de su creación sino como un modo de promocionar un producto patrio (González, F. 2007).

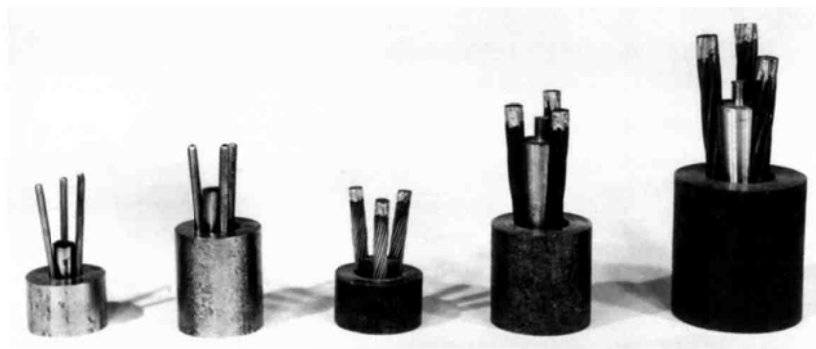


Fig. 102: Anclajes de Método Barredo de Postesado. (González, F. 2007)

4. LA IGLESIA DE SAN NICOLÁS. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

4.1. LOS CIMIENTOS

En el proyecto de la cimentación se realizó un doble cálculo teniendo en cuenta la posibilidad de realizar la cimentación tipo superficial o bien profunda mediante pilotes “in situ”.

Al realizarse los sondeos de reconocimiento se descubrió que los estratos que formaban el subsuelo eran heterogéneos y sin una estratificación horizontal para cada tipo. Esto es debido a que en el solar se había ido ganando progresivamente terreno a la desembocadura del río, quedando bolsas de algas en algunas zonas, que dificultaban la cimentación.

Los estratos (Sondeos Inyecciones Pilotes, S.A., 1960) son:

- 1) +0,00 a -1,50 m: Capa superficial de tierra vegetal.
- 2) -1,50 a -4,50 m: Gravas gruesas con algo de arena. Presencia de bolsas de algas. Es posible que dichas bolsas de algas fuesen causantes de los asentamientos que dañaron el muro de cerramiento de las capillas laterales que poseía una cimentación superficial
- 3) -4,50 a -6,00 m: Gravas gruesas con algo de arena. Buena calidad para una cimentación superficial.
- 4) -6,00 a -12,00 m: Arcillas compactas muy homogéneas en calidad y espesor en la zona de la obra. Su comportamiento resistente a la cimentación no respondía a condiciones ideales pero se le suponía un coeficiente de fricción mínimo de 0,22.
- 5) -12,00 a -12,80 m: Gravas similares a las del segundo estrato. Será la capa de empotramiento de los pilotes.
- 6) -12,80 a -14,00 m: Arcillas.
- 7) -14,00 a -14,70 m: Gravas

Tabla 2: Estudio Geotécnico, Estratos. (Sondeos Inyecciones Pilotes, S.A., 1960)

Capa	Terreno	Espesor	Angulo de rozamiento	Coefficiente de fricción	Densidad
1	Tierra vegetal	1,50	0'	0	1,6
2	Gravas con arena y bolsas de algas	3,00	0	0	1,1
3	Gravas con arena	1,50	30	0,34	1,8
4	Arcillas	6,00	18	0,22	1,7
5	Gravas	0,80	30	0,34	1,8
6	Arcillas	1,20	16	0,20	1,7
7	Gravas	0,70	30	0,34	1,8

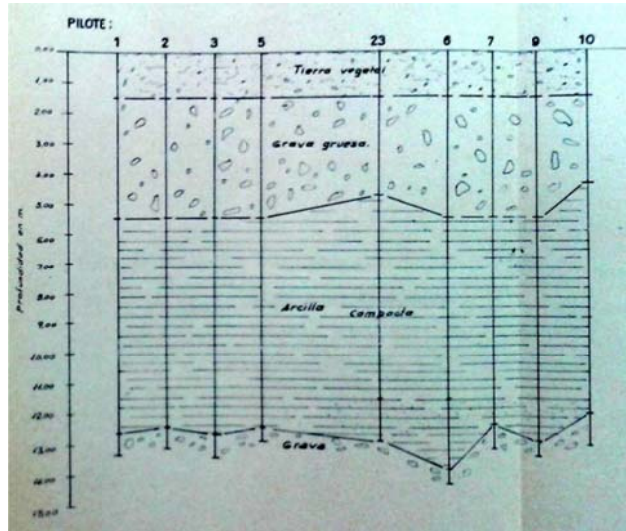


Fig. 103: Estratos de cimentación 1. (Sondeos Inyecciones Pilotes, S.A., 1960)

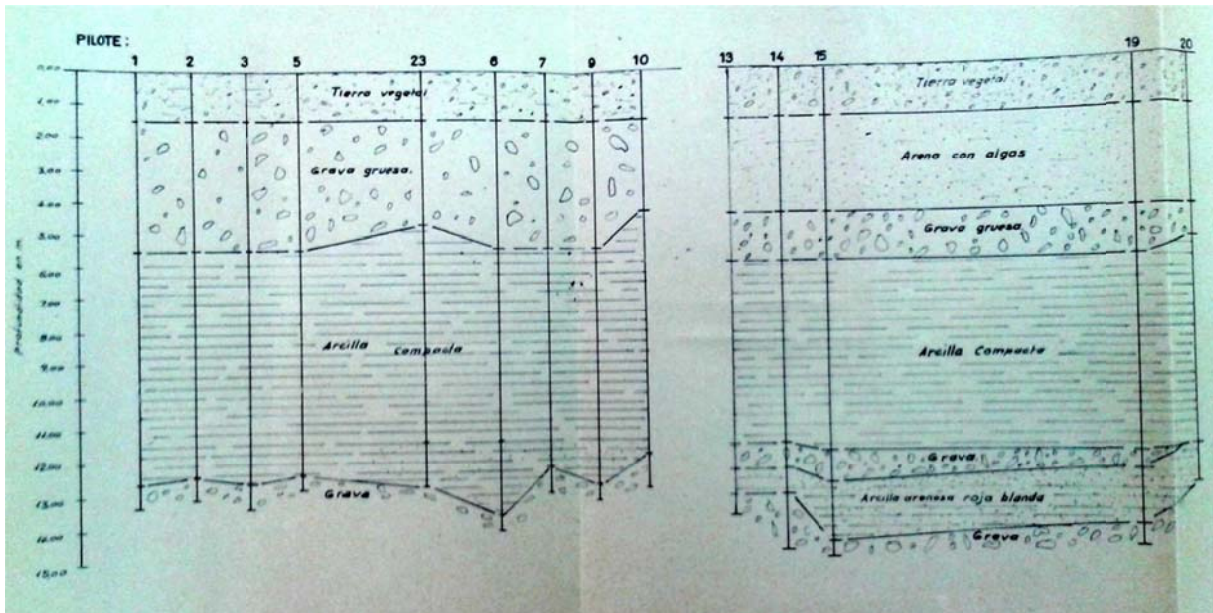


Fig. 104: Estratos de cimentación 2. (Sondeos Inyecciones Pilotes, S.A., 1960)

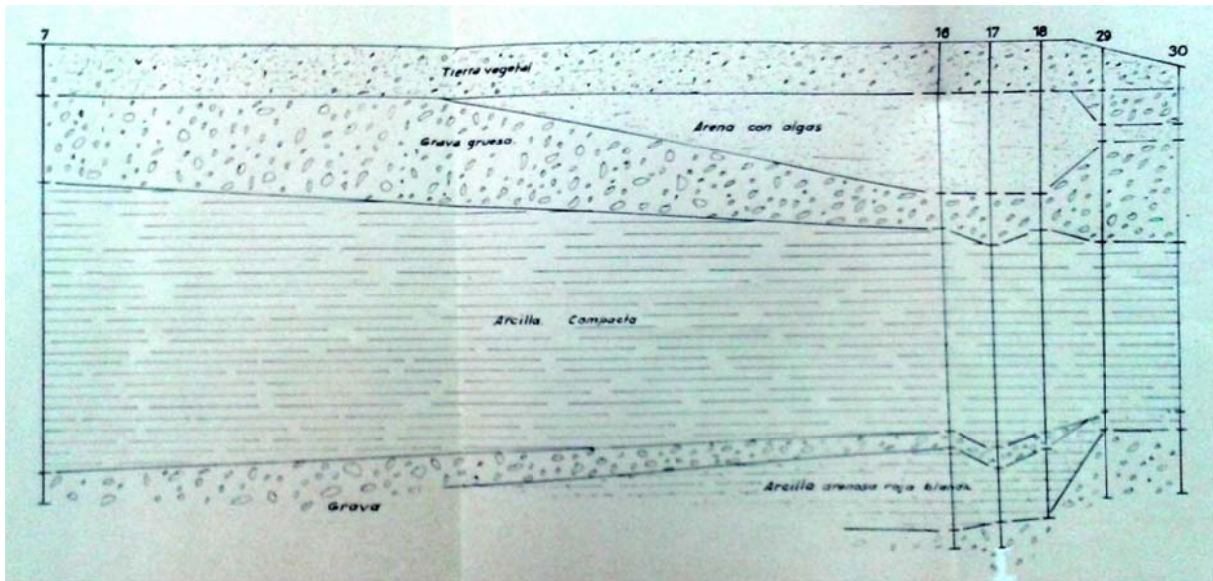


Fig. 105: Estratos de cimentación 3. (Sondeos Inyecciones Pilotes, S.A., 1960)

Debido a la escasa capacidad resistente y a la heterogeneidad del terreno se optó por una cimentación profunda con pilotes fabricados “in situ” a -12,00 m.

Finalmente el 4 de noviembre de 1960 dio comienzo la obra de los cimientos. Posteriormente hubo que realizar una comprobación de los pilotes 11, 12, 13, 16, 17, 18 por dudas sobre sus posibilidades de resistencia. Aplicando la fórmula de Döör se llegó a la conclusión de que dichos pilotes, los más desfavorables, soportaban una carga de 99,29 Tn. Teniendo en cuenta que la máxima carga prevista para ellos era de 80 Tn se calculó un coeficiente de seguridad para el caso más desfavorable de 1,25.

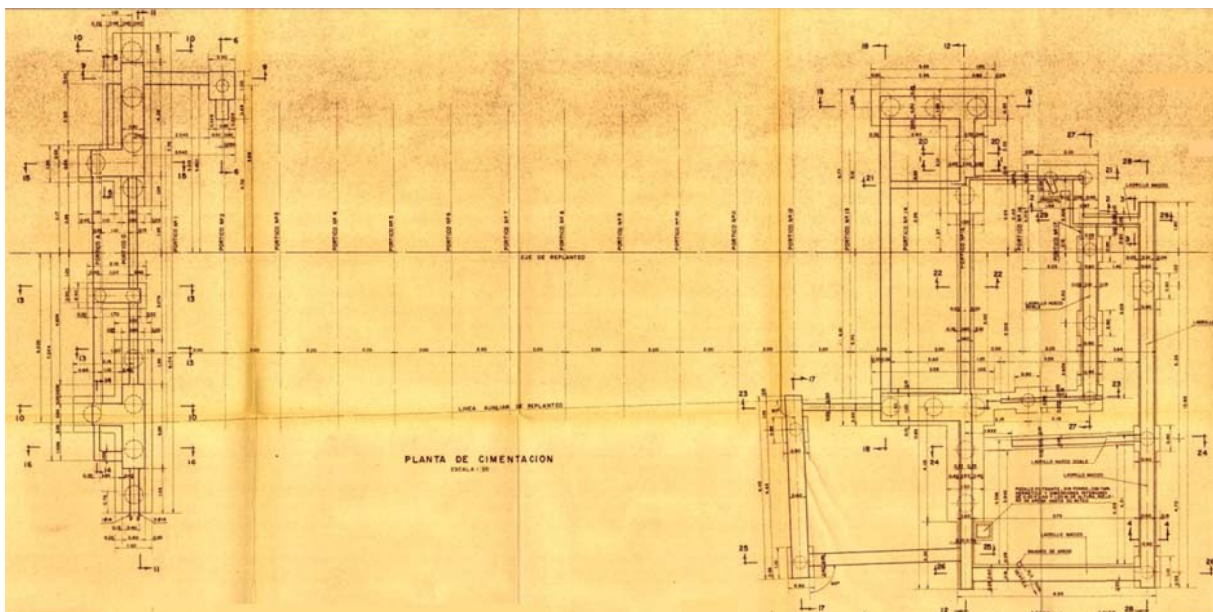


Fig. 106: Plano de Cimentación por pilotes. (Nadal, J. 1960)

4.2. LAS LÁMINAS PLEGADAS.

La parte principal de la estructura que caracteriza este edificio son las dos láminas plegadas de hormigón de 15 cm de espesor que constituyen las dos fachadas longitudinales del templo, apoyando en los dos muros testeros, el Pórtico 0 que junto con el A forma la fachada y el Pórtico 15 que constituye la separación de la nave del presbiterio. Este sistema permite cubrir una luz de 27m.dejando libre y sin apoyos intermedios la construcción, a la manera que Torroja ya utilizó en la cubierta del Frontón de Recoletos, la cubierta de la Iglesia de Villaverde o la cubierta en patio de la Escuela Elemental del Trabajo. La diferencia es que en este caso la cubierta viga no tiene sección cilíndrica o elíptica sino que se trata de una lámina plegada. (Fernández, J.A. y Navarro J.R.1999)

Ambas finas láminas de hormigón adquieren inercia gracias a la gran altura del muro y al plegado horizontal en sus extremos. Tiene forma de Z, con el alma formada por las fachadas y el ala superior por la cubierta de la nave. El ala inferior está constituida por la cubierta de las capillas laterales en el caso de la lámina Sur y por la cubierta del claustro en la Norte. Sin embargo, la losa inferior de la lámina Sur no se encuentra directamente conectada con el muro sino que se une únicamente a través de las costillas. Por ello es frecuente referirse a la forma esta lámina como una L invertida. La lámina Sur en su base posee un doblado de la lámina en horizontal de 75 cm que en este caso sería de 30 cm de grosor. Quizá su intención es la de dotar de rigidez al borde inferior de la lámina por no estar en este caso arriostrada en horizontal por ser su conexión con la cubierta de las capillas laterales de modo indirecto.



Fig. 107: Vista del Encofrado de lámina Sur. (Sala, R. 2012)



Fig. 108: Vista del encofrado de cubierta. (Sala, R. 2012)

El comportamiento estructural de las delgadas láminas es mejorado por E. Torroja mediante dos soluciones constructivas. Por un lado, dispone una serie de costillas de sección variable, desde un mínimo de 16 cm en su parte más estrecha hasta 38 cm en su parte más gruesa. En aquellos pórticos de sección rectangular por estar ocultos tras la fachada de ladrillo la sección es de 20 cm. Dichas costillas están situadas a intervalos de 2,00 m (Fig. 111) Aparecen en la parte interior de la nave en la lámina norte y al exterior en la lámina sur, caracterizando la imagen del templo. Como hemos comentado anteriormente, el origen en el uso de estas costillas quizá tenga su referente en el refuerzo que Eduardo Torroja pensó que podría haber salvado el Frontón de Recoletos del colapso tras los daños ocasionados

por los bombardeos de la Guerra Civil. Dichos refuerzos consistían en unos arcos perpieañs (Fig. 16) que, a intervalos, daban refuerzo a la lámina sólo frente a esfuerzos transversales, pues como en este caso no se apoyaban en su base.



Fig. 109: Vista de la estructura. (Torroja, E. 1962)



Fig. 110: Vista de la estructura (Torroja, E. 1962)

Las costillas se prolongan por debajo de la cubierta de las capillas en la fachada Sur mientras que se eliminan en la cubierta del claustro en la fachada norte, siendo sustituidas por unos soportes de hormigón armado en el lado más alejado del claustro. Es cuestionable su necesidad por ser posible el funcionamiento de la cubierta del claustro en voladizo, tal y como Torroja tuvo en cuenta en la memoria de cálculo. Su aparición podría ser por motivos estéticos para repetir el ritmo de pilares de las otras alas del claustro. En ese caso, al igual que pasaría con los elementos decorativos de hierro forjado de las capillas laterales para sostener las luminarias o el propio muro de cerramiento de las capillas laterales, la disposición de dichos elementos sería discutible pues ocultan las virtudes estructurales de la cubierta. También es posible que dichos pilares sólo actúen para evitar la deformación del borde libre del claustro. En cualquier caso no parece probable que puedan funcionar como tirantes pues no existe información sobre el vínculo con la cimentación y no parece probable que se realizase al margen de la exhaustiva documentación de proyecto pues es conocida la exigencia de Eduardo Torroja a los agentes de ceñirse a dicha documentación. (Torroja, E. 1962)

Las láminas tienen apoyos puntuales con la cimentación. En el caso de la Fachada Norte a partir del Pórtico 14, donde la lámina y la costilla llegan hasta cimentación y en el caso de la Fachada Sur en el pórtico 12 en el que constituye el cerramiento Oeste de la Capilla del paso procesional del Descendimiento donde también se apoya la cubierta de las Capillas laterales. La Capilla del Descendimiento, para alojar el paso es de mayor altura que las capillas laterales contiguas y por eso posee una cubierta independiente de nervios de hormigón armado y bovedillas aligerantes. Por este motivo la cubierta de las capillas laterales transmiten sus esfuerzos horizontales por el postesado al Pórtico 0 y al Pórtico 12.

La inclusión de las costillas es justificada como elemento de rigidización frente a los esfuerzos de flexión esviada y torsión causados por la geometría asimétrica y quebrada de

las láminas y para evitar los fenómenos de inestabilidad elástica. (Szychowski, A. 2014)(Kowal, Z.& Szychowski, A. 2014).No obstante, cumplen un segundo papel como elementos rígidos en voladizo sobre los que se sustentan las láminas horizontales de la cubierta del templo y de las capillas (Nadal, J. 1960)

4.3. EL POSTESADO DE LAS LÁMINAS.

La iglesia de San Nicolás, es junto al Comedor de la Universidad de Tarragona, los únicos casos en que Torroja emplea el Postesado de forma tradicional, al menos en parte (Torroja, J.A. 2005).

Aunque la singularidad de la estructura de la Iglesia de San Nicolás en Gandía parezca que se deba al uso de láminas plegadas de hormigón su aspecto más destacable consiste en el uso del Hormigón Pretensado mediante alambres postesados.

En las láminas con sección en Z en el Norte, y en L en el Sur con la fachada ligeramente inclinada, la resultante de las acciones exteriores no pasa por el centro de esfuerzos cortantes. Ello genera esfuerzos de torsión elevados que una sección abierta como son la Z o la L invertida no podría absorber. Tras haber hecho uso de la geometría en el diseño Eduardo Torroja utiliza el Postesado como una herramienta, de modo que el Sistema de acciones exteriores se adecúe al deseado. Es sorprendente la intuición con que percibe los sistemas tensionales y sus deformaciones y las soluciones que idea para sus diseños estructurales que, a pesar de parecer sencillas e incluso obvias por lo naturales, gozan de gran sofisticación. (Sosa, P.M. 2000)

Mediante el postesado Eduardo Torroja consigue que en las vigas muro, con una luz de 27 m, se contrarreste gran parte del peso propio, reduciendo los esfuerzos de flexión y minimizando las tensiones de tracción que se originan en la parte inferior de la lámina hasta unos valores admisibles por la resistencia a tracción del hormigón. Además aplicando el posteado a la cubierta de las capillas laterales y claustro producen dos fuerzas horizontales de sentidos contrarios que reducen los esfuerzos de torsión originados al no pasar la resultante de las acciones por el centro de esfuerzos cortantes de la sección transversal. A su vez, el postesado de las cubiertas permite transmitir directamente dichos esfuerzos horizontales, que equilibran la torsión, a los muros testeros. Esto es fundamental en la cubierta de las capillas laterales pues, el muro de cerramiento de esta forma no tiene que absorber el esfuerzo horizontal de empuje y por lo tanto no es un elemento estructural. (Nadal, J. 1960)

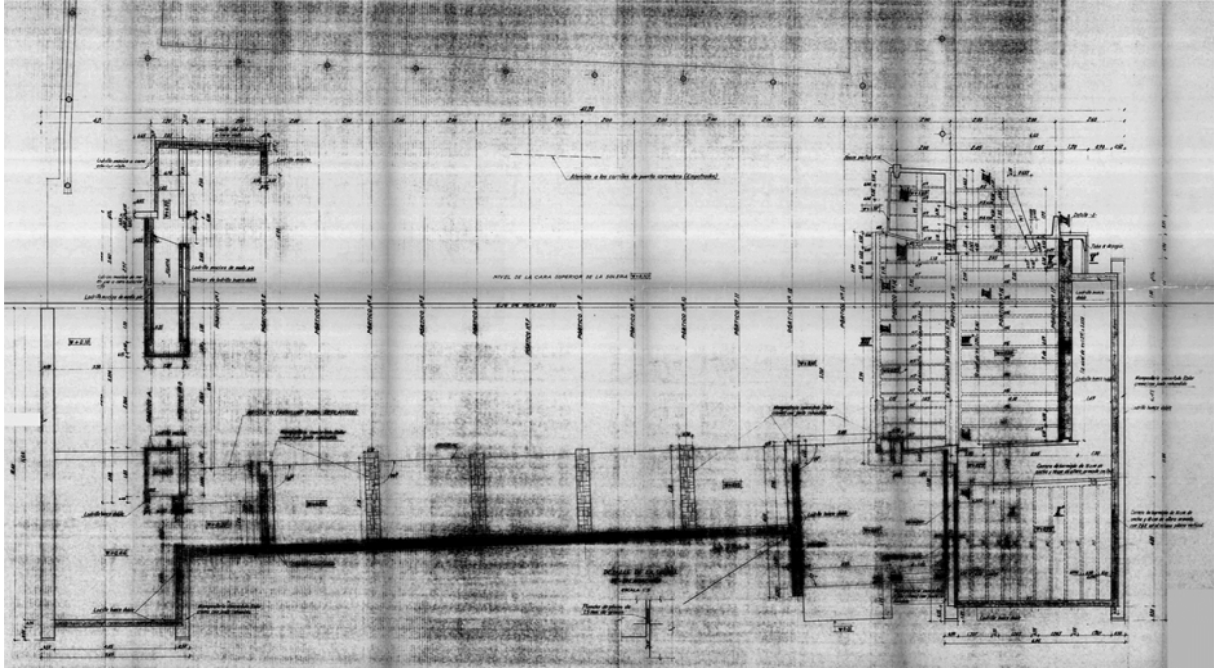


Fig. 111: Estructura Planta Baja. (Echegaray, G. 1959)

En (Torroja, E. 1962) se explica de modo detallado el mecanismo resistente de la estructura de este modo: La cubierta de las capillas laterales absorbe un esfuerzo horizontal que equilibra el Momento Torsor ocasionado por no coincidir la resultante de las acciones exteriores con el centro de esfuerzos cortantes de la sección transversal de la lámina. Dicho esfuerzo horizontal a través del postesado (S_3) de la cubierta de las capillas laterales la transmite a cimentación a través de los testeros en vez de a través de la flexión del muro de cerramiento longitudinal de las capillas laterales, de modo que dicho muro no tienen ninguna función resistente. De este modo la lámina Sur con sección en L invertida se encuentra sometida a la resultante vertical de las acciones exteriores (P) y a la horizontal inducida por la cubierta de las capillas laterales (F). Estas acciones la solicitan a flexiones verticales y horizontales para resistir las cuales dispondrá los sistemas de pretensado de la lámina vertical (S_1) y el de la cubierta de la nave (S_2) respectivamente eliminando las tensiones cortantes de torsión. En otros textos (Sosa, P.M. 2000) se incide en la importancia de las costillas para absorber esos flexiones transversales fruto del sistema de cargas formados por P y F .(Fig. 112)

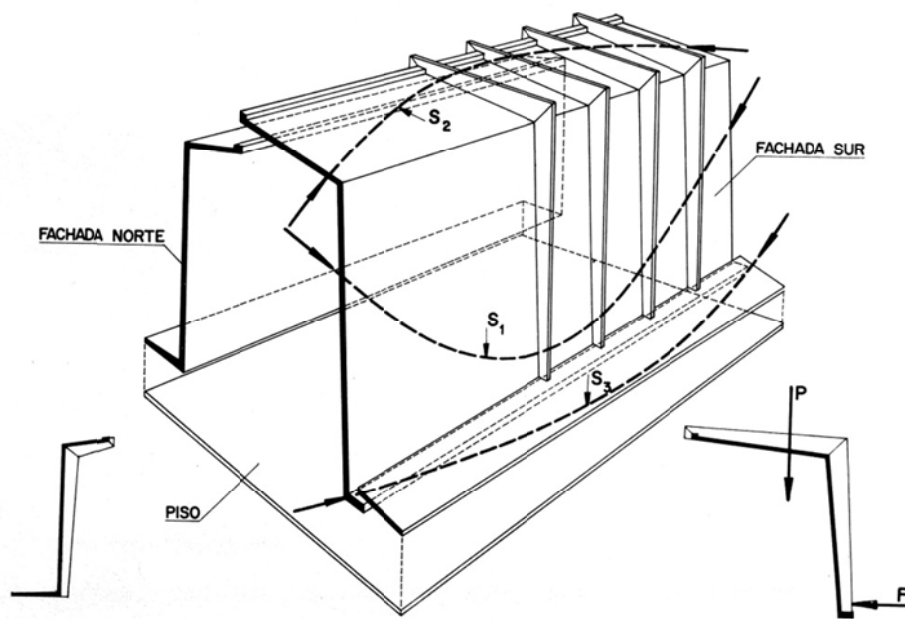


Fig. 112: Descripción del sistema de postesado. (Torroja, E. 1962)

Tal como menciona E. Torroja, (Torroja, E. 1957b) el postesado mantiene comprimidas las láminas de hormigón garantizando la estanqueidad sin necesidad de elementos impermeabilizantes incluso en las cubiertas, de sólo 10 cm de espesor. La estanqueidad aumenta la durabilidad de la lámina pues en sus sesenta años de vida los elementos postesados no han acusado signos de corrosión de las armaduras como sí lo han hecho otros elementos de la estructura que precisaron una intervención reciente. (Fernández, J. 1999)

La tecnología del postesado es hábilmente combinada con el diseño de la estructura de modo que las flexiones transversales son absorbidas además de por el postesado que se encuentra en la cubierta, también por las costillas exteriores e interiores. Dichas costillas sostienen también en voladizo las láminas de cubierta de la nave.

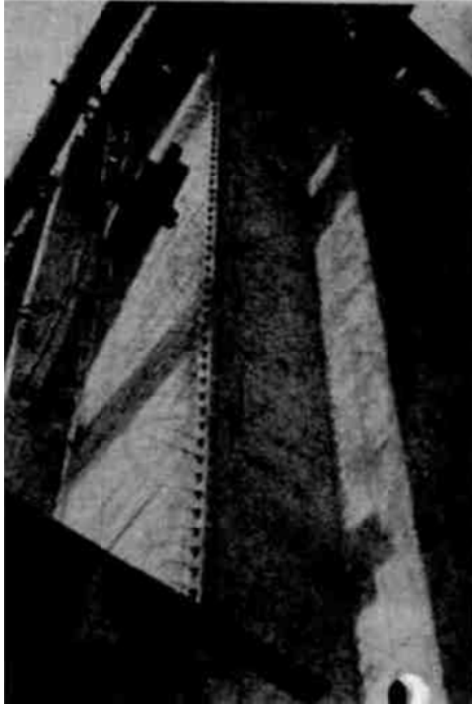


Fig. 113: Anclajes en canto lámina. (Barredo, R. 1960)

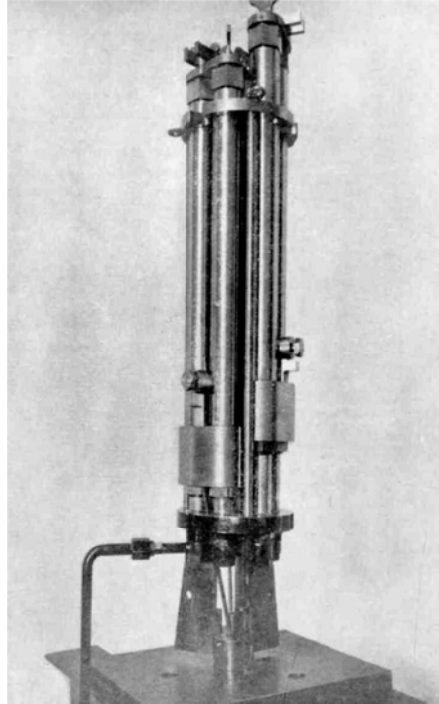


Fig. 114: Gato hidráulico Sistema Barredo (Barredo, R. 1955)

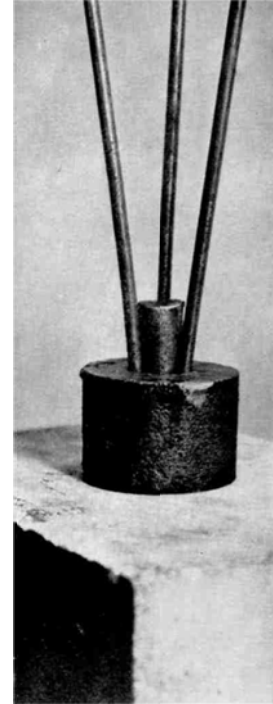


Fig. 115: Anclaje Sistema Barredo (Barredo, R. 1955)

Los tendones discurren en vainas en grupos de 3 que alambres que constituyen un anclaje del sistema Barredo. Las láminas verticales y la cubierta de las capillas laterales acogen 3 grupos por cada vaina. En el caso de las láminas verticales además cada directriz parabólica corresponde a dos vainas discurrendo casi en paralelo separadas en vertical 4 cm y cada una con el eje a 4,5 cm de la cara exterior en una y de la cara interior en la otra.

Los anclajes se disponen en los cantos de las láminas de modo perpendicular a la directriz de la parábola con un armado suplementario para la concentración de tensiones.

4.4. LOS PÓRTICOS TESTEROS.

Como se ha indicado las láminas plegadas de las fachadas se apoyan rígidamente en dos pórticos testeros situados junto al acceso principal (pórtico 0) y el que separa la nave del presbiterio (pórtico 15).

El pórtico 0 dispone de dos elementos singulares. Uno es la junta situada en su parte superior que libera el giro de los extremos e independiza las dos láminas de las fachadas (Fig. 116). Con dicha articulación independiza la parte del pórtico donde apoya la lámina Norte, mientras que rigidiza el resto del pórtico con una triangulación. A continuación introduce un postesado sobre la rótula ejerciendo un momento sobre la estructura que contrarreste el causado por la excentricidad de la carga de la Lámina Norte por su apoyo rígido justo en el borde del Pórtico 0 (Nadal, J. 1960). Dicho postesado permite la transmisión de los esfuerzos horizontales producidos por las cargas de viento. El otro elemento singular es la doble articulación, de tipo Freyssinet, situada una en el arranque de la cimentación y la otra bajo las láminas de las fachadas (Fig. 118). Con ello el pórtico se comporta como un péndulo, libe-

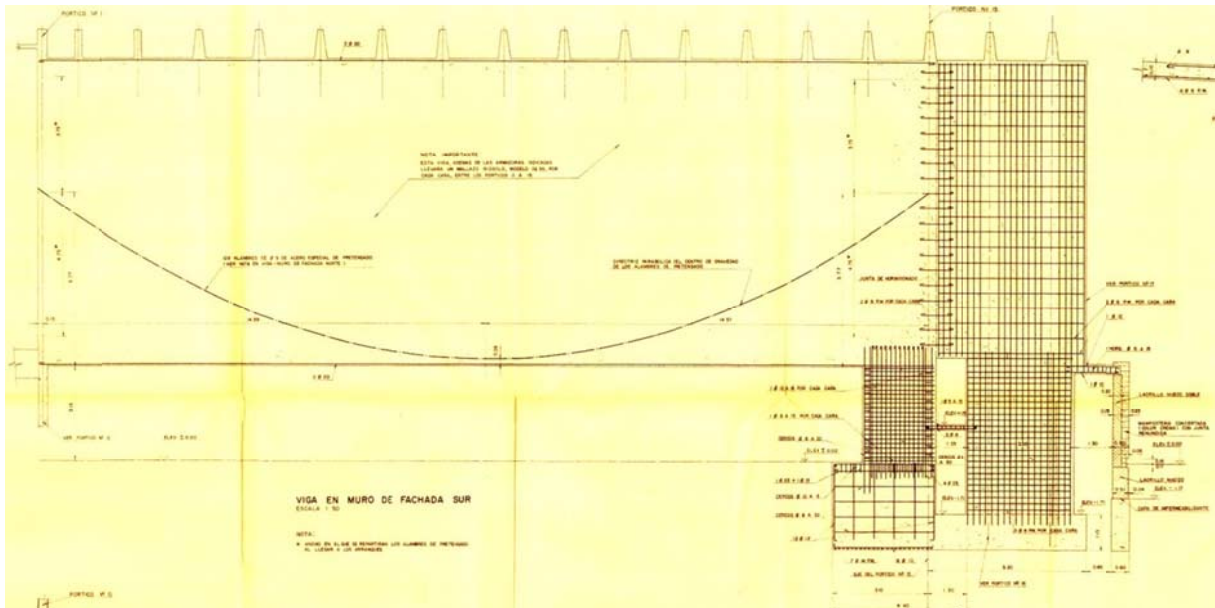


Fig. 117: Lámina Sur. (Nadal, J. 1960)

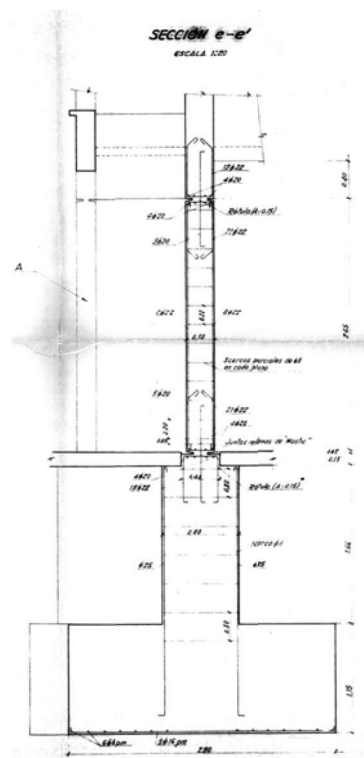


Fig. 118: Rótulas de tipo Freyssinet de apoyo láminas en Pórtico 0

4.5. OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El resto de la estructura lo constituyen los siguientes elementos:

- 1) ESTRUCTURA DEL PRESBITERIO: Como se ha comentado la fachada Sur aunque parece continuar con la lámina en L invertida en realidad a partir del Pórtico 15 simplemente comparten la armadura de cosido. Aunque su prolongación le da rigidez a la lámina en

su empotramiento en el Pórtico 15, a partir de él la lámina se quiebra al llegar al suelo del presbiterio para llegar verticalmente hasta cimentación. En La lámina Norte la interrupción es completa produciéndose un retranqueo con un muro de hormigón horadado que acoge un volumen en voladizo cuya fachada Norte es una gran vidriera.

Las cubierta del presbiterio sigue el mismo esquema de lámina de 10 cm apoyada en las costillas cada dos metros y que sirven de rigidización de las losas que llevarán los esfuerzos hasta cimentación. Las láminas terminan en el Este con un voladizo de 1 metro que sostiene un marco decorativo de hormigón. Se desconoce el motivo del gran grosor del muro de cerramiento del Pórtico 17 que llega a ser de 51 cm. de ladrillo hueco doble.

- 2) PÓRTICO A: Se trata de una estructura de pilares y vigas de hormigón armado que sostiene la estructura de fachada y acoge junto al pórtico 0, la escalera de subida al coro y a la cubierta. Esta estructura incluye la gran cruz de hormigón de la fachada que cose el pórtico A con el 0. La gran cruz está desconectada con su base, se duplican pilares, con el aparente motivo de que su base bajo el porche de acceso de la impresión de estar en voladizo. La escalera de subida al coro es de losa de hormigón y se encuentra en su extremo superior simplemente apoyada. La de subida a cubierta está formada por perfiles metálicos con peldaños volantes de madera.
- 3) PÓRTICO 2: Ambas costillas poseen en su base una viga de hormigón armado de gran canto, que constituye la barandilla del coro, y cuyo forjado unidireccional de viguetas de hormigón y bovedilla aligerada sostiene. Dicha jácena está empotrada en el lado Norte mientras en el sur posee una articulación que permite el desplazamiento horizontal conservando independientes ambas estructuras Norte y Sur.
- 4) BAPTISTERIO: Se trata de una estructura de vigas de hormigón armado con elementos aligerantes sobre muros, completamente independiente a nivel estructural del resto de la Iglesia no así con el porche de entrada prolongación del claustro que se apoya en él.
- 5) CUBIERTA, CUBIERTA Y SUELO DE SACRISTÍA, ALAS DEL CLAUSTRO SALVO LA SUR, PLATAFORMA DE LAS LECTURAS: son en la mayoría de los casos viguetas de hormigón armado con bovedilla aligerante de tipo unidireccional y alguna losa de hormigón armado, apoyadas sobre muros o losas de hormigón, y jácenas o pilares de hormigón.

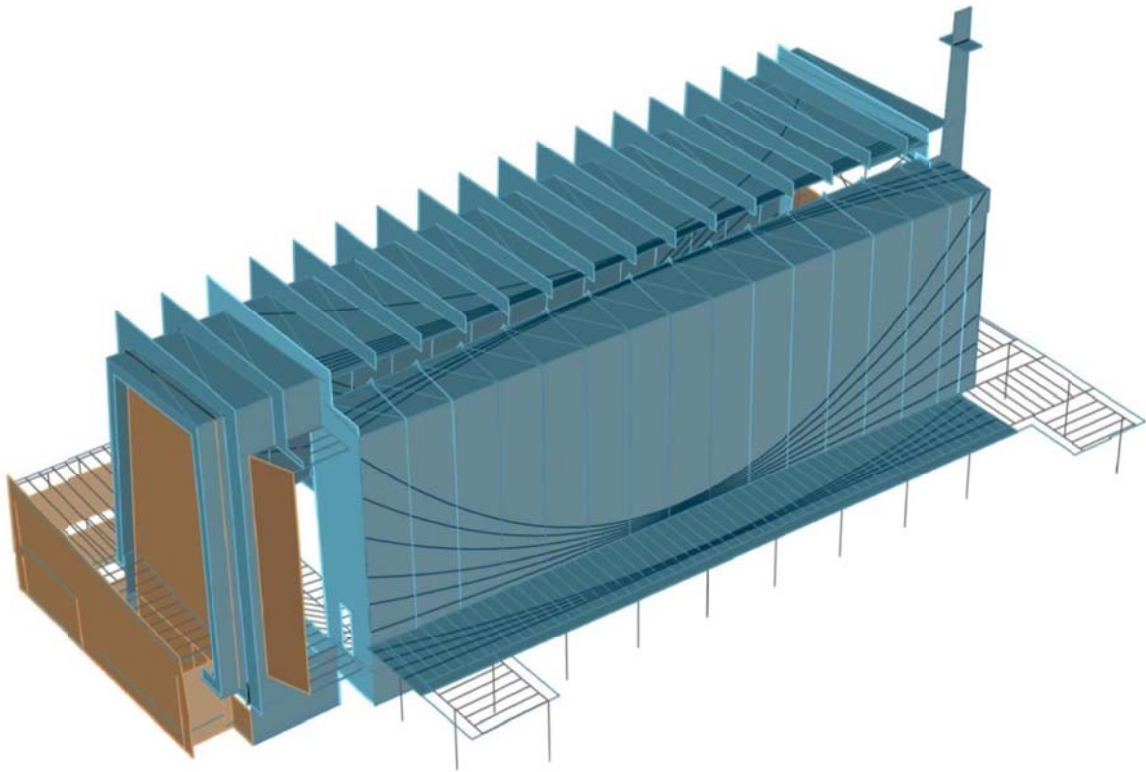


Fig. 119: Esquema estructura. Vista Norte.

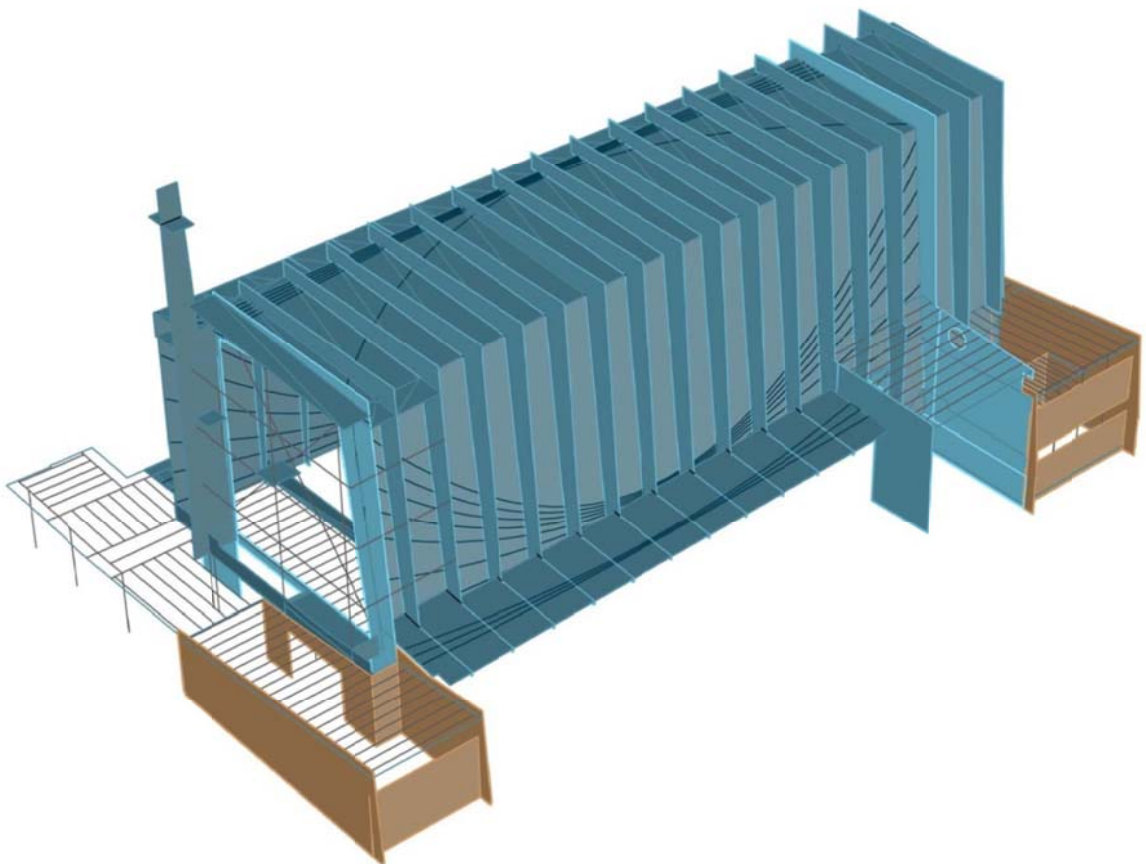


Fig. 120: Esquema estructura: Vista Sur.

4.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.6.1. Geometría de las láminas

E. Torroja aborda el cálculo de las dos láminas de forma independiente. A semeja su comportamiento al de una viga biapoyada, suponiendo articulado la unión con el pórtico 15 junto al altar mayor y articulado-deslizante el extremo oeste, gracias a la doble articulación del pórtico 0 situado en el acceso principal.

Asume la sección de lámina del muro Norte en forma de Z mientras que considera la del muro sur con forma de L invertida debido a la desconexión de la superficie vertical con la cubierta de las capillas. Sus tamaños son, la lámina Norte de 30 m x 9,6 m y la cubierta superior de 2,3 a 3,3 m de ancho y la del claustro de 3,7 m de ancho. La lámina Sur mide 29,2 m x 10m, su cubierta superior de 7 m a 8 m y la de las capillas laterales 3,2 m.

La lámina Norte se prolonga en voladizo 98 cm del apoyo en Pórtico 0 y por el otro lado se interrumpe al llegar al Pórtico 15. A partir del presbiterio lámina se retranquea y se apoya en cimentación sosteniendo en voladizo un volumen cerrado con una vidriera.

La lámina Sur continua con su misma forma, dirección y costillas pero al llegar a la altura del suelo del presbiterio se quiebra en horizontal apoyándose en cimentación. La cubierta del presbiterio se haya unida a la lámina Sur por una armadura de cosido y aunque pueda darle rigidez en su propio plano y en especial en sentido transversal al Pórtico 15 no forma parte de la estructura principal que es la singular a efectos tipológicos.

En el cálculo, Torroja tiene en cuenta dos problemas ocasionados por la forma asimétrica de las secciones. Puesto que las direcciones principales de inercia se encuentran giradas respecto del plano vertical, se produce flexión esviada, incluso en la hipótesis de peso propio. Además, debido a que el centro de gravedad no coincide con el centro de cizalladura, se originan esfuerzos de torsión sobre las láminas. Las dos soluciones introducidas por E. Torroja para mejorar su comportamiento estructural, la disposición de costillas de rigidización y el tesado de tendones, han sido expuestas anteriormente.

A partir de la geometría de la lámina y las costillas(Nadal, J. 1960), Torroja determina la posición del centro de esfuerzos cortantes (Fig. 121), el área, las inercias y el producto de inercia de las secciones.

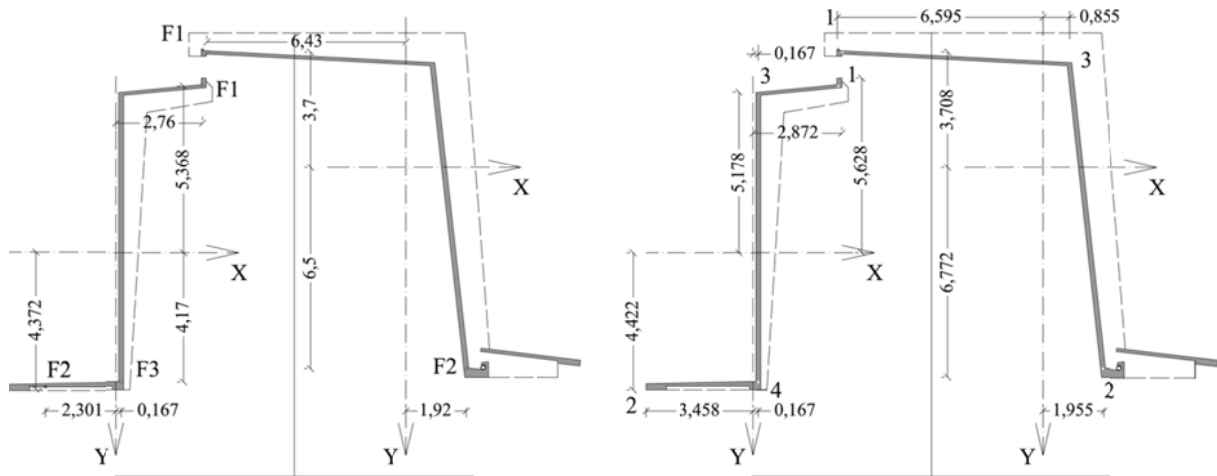


Fig. 121: a) Posición del Centro de esfuerzos y de las fuerzas de tesado b) Posición de los puntos.

Tabla 3: Características mecánicas de la sección y coordenadas de los puntos significativos.

Lamin	Características sección				Pto. 1		Pto. 2		Pto. 3		Pto. 4	
	I_x	I_y	I_{xy}	W	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3	x_4	y_4
	m^4	m^4	m^4	m^2	m	m	m	m	m	m	m	m
Norte	28,572	2,686	-5,914	2,214	2,872	-5,628	-3,458	4,422	0,167	-5,178	0,167	4,422
Sur	26,716	12,757	12,800	2,27	-6,595	-3,708	1,955	6,772	0,855	-3,328		

2.1.1. Cargas y esfuerzos

Según (Nadal, J. 1960) y (Echegaray, G.1959) Las sobrecargas con las que se calculó la estructura fueron las siguientes:

Tabla 4: Sobrecargas.

SOBRECARGAS	Kg/m ²
Cubiertas (no pisables)	70
Planta de Coro	250
Planta de Altar Mayor	300
Zona de Sacristía	200

Los pavimentos y tabiquerías se introdujeron a modo de carga y no como sobrecarga

El cálculo se desarrolló siguiendo los procedimientos clásico salvo en el dimensionamiento de las secciones que se comprobaron a rotura. Para ello Los coeficientes de seguridad adoptados fueron:

Tabla 5: Coeficientes de seguridad.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
Elementos principales (Pórticos, vigas-muro, plantas de Coro y Altar, etc.)	1,58

Elementos secundarios (Forjados, vigas, etc. de plantas de cubiertas)	1,44
Efectos de viento	1,44

Las resistencias consideradas fueron:

Tabla 6: Resistencias.

RESISTENCIAS CONSIDERADAS			Kg/m ²
Resistencia característica Hormigón	R _c =	#	135
Resistencia básica Hormigón	R _b =	135 / 1,6 =	85
Límite de elasticidad acero normal	L _a =		2.400
Resistencia básica acero normal	R _b =	2400 / 1,2 =	2.000
Resistencia de acero pretensado	R _a =	(15.000 x 0,9) / 1,2	15.000
Resistencia básica del acero pretensado	R _b =		11.200
Tensión inicial del acero pretensado	t _i =		11.000
Tensión final del acero pretensado	t _f =	11.000 x 0,8 =	8.800

La resistencia a compresión considerada en el hormigón fue de $f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ con un coeficiente de seguridad ($\gamma_c = 1,6$). Además E. Torroja admitió tensiones de tracción siempre que no superaran una resistencia a tracción del hormigón de $0,5 \text{ MPa}$

Además tiene en cuenta las fuerzas activas proporcionadas por el pretensado de alambres de acero de 5 mm de diámetro dispuestos en grupos de. Teniendo en cuenta la resistencia del acero utilizado ($f_{yk} = 240 \text{ MPa}$), el coeficiente de seguridad ($\gamma_s = 1,2$) y las pérdidas a largo plazo (20%), la fuerza aplicada en cada grupo es de 176,72 kN.

Tabla 7: Postesado.

		GRUPOS	ALAMBRES GRUPO	ALAMBRES	ALAMBRES ADOP-TADOS *(2)	Ø (cm)	ÁREA TOTAL (cm ²)	FUERZA PRET. (Kg)	FUERZA PRET. EN MEMORIA (Kg)
CUBIERTA CLAUSTRO		4	6	24	24	0,50	4,71	41.469,02	41.450
VIGA-MURO NORTE		12	9	104	108	0,50	21,21	186.610,60	179.700
CUBIERTA NORTE	*(4)	3	6	20	18	0,50	3,53	31.101,77	34.560
CUBIERTA CAPILLAS		3	9	24	27	0,50	5,30	46.652,65	41.450
VIGA-MURO SUR		14	9	128	126	0,50	24,74	217.712,37	221.140

*(3)

*(3)

*(3)

*(3)

LA IGLESIA DE S. NICOLÁS EN EL GRAU DE GANDIA: ESTUDIO HISTÓRICO Y ESTRUCTURAL
 FERNANDO ARNAU PALTOR. TFM MAAPUD. IX/2014

CUBIERTA SUR	*(4)	6	6	36	36	0,50	7,07	62.203,53	62.220	
PÓRTICO 0	*(4)	1	16	16	15	0,50	2,95	25.918,14	21.250	*(3)

- *(1). Existe una discrepancia en los planos del Proyecto de estructuras en el que consta 11.500 Kg/cm²
- *(2). En parte del plano se nombran "X" alambres y en otra "Y" grupos de "Z" alambres que discrepa de la inicial. Se adopta la segunda por ser múltiplo de 3 alambres, los que tiene un anclaje del Sistema Barredo.
- *(3). Se calculó utilizando como base la primera cifra en vez de la segunda a la que se hace referencia en *(2)
- *(4). Se conocen el número de grupos por estar definidas las parábolas en la Memoria de Estructuras y se conoce el número de alambres por constar en los Planos de Estructura. Pero se ha debido adaptar el número de alambres a un múltiplo de 3 por los motivos expuestos en *(2)

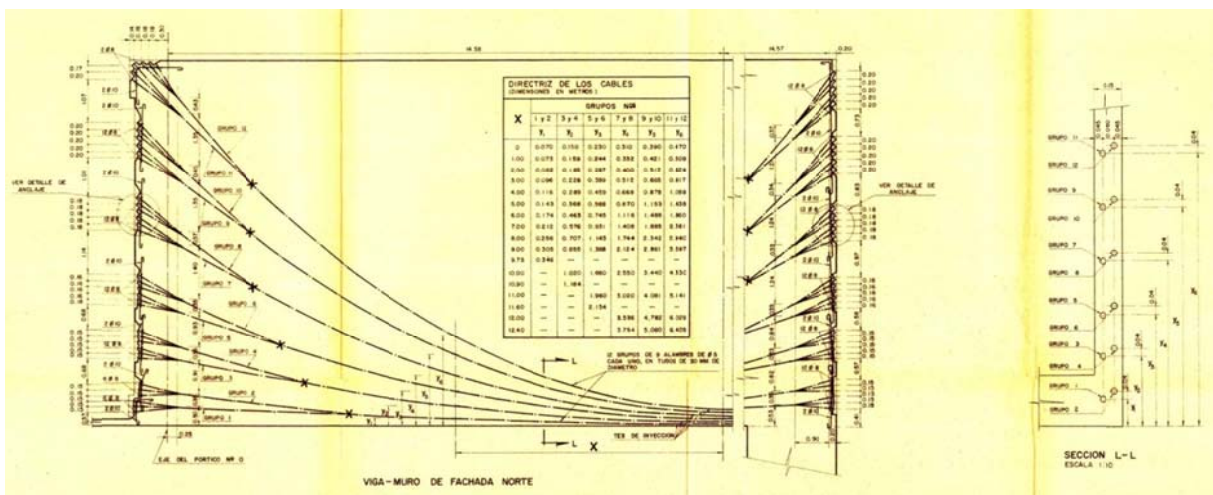


Fig. 122: Postesado Lámina Norte. (Nadal, J. 1960)

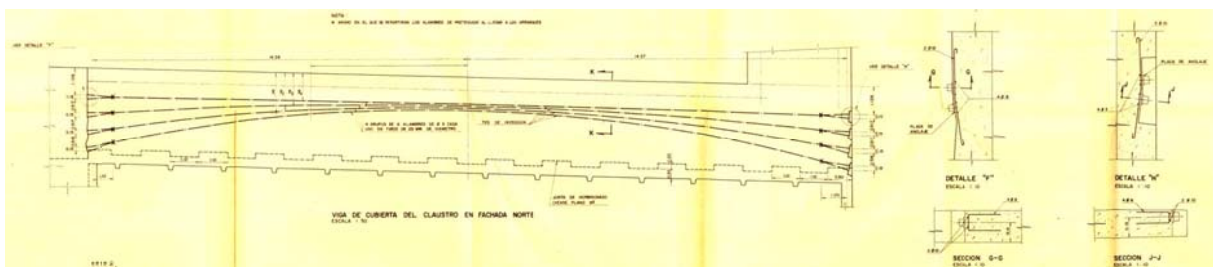


Fig. 123: Postesado claustro. (Nadal, J. 1960)

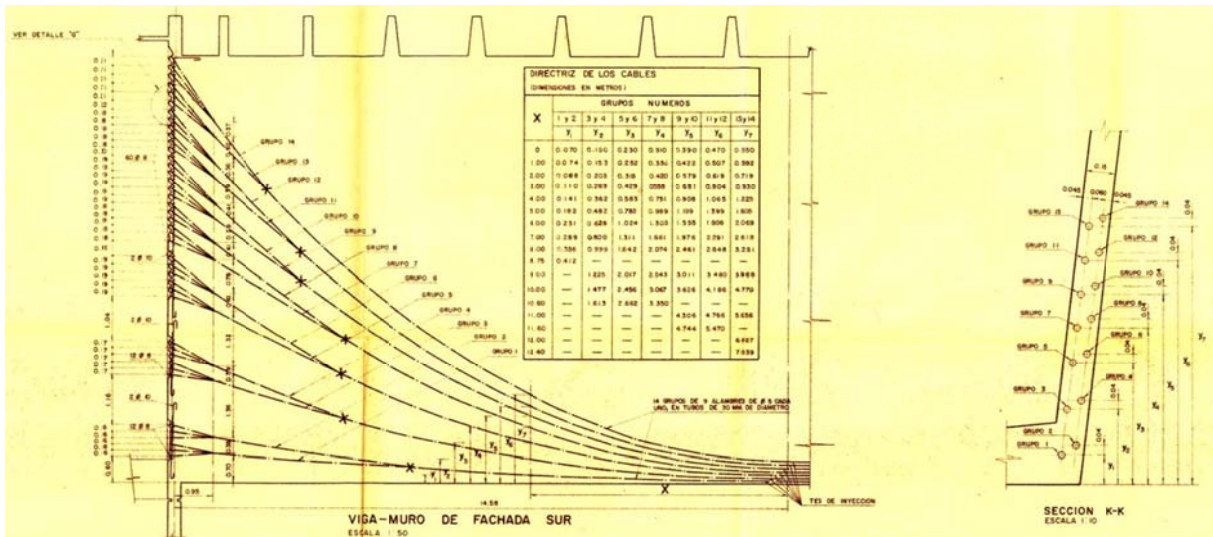


Fig. 124: Postesado claustro. (Nadal, J. 1960)

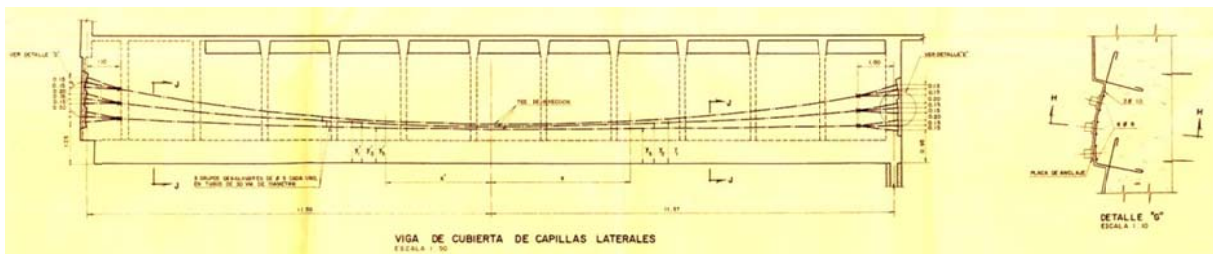


Fig. 125: Postesado cubierta capillas laterales. (Nadal, J. 1960)

Ambas láminas son sometidas a tres hipótesis de carga:

- cargas permanentes constituidas por el peso propio de las láminas más las costillas, el peso de las cubiertas (1 kN/m^2), cerramientos y revestimientos.
- cargas variables de $0,6 \text{ kN/m}^2$ aplicadas sobre las cubiertas,
- cargas de viento sobre las fachadas con un empuje de $1,5 \text{ kN/m}^2$ y una succión de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Las cargas de viento aplicadas son las de la norma francesa del Ministerio de Reconstrucción y Urbanismo

Fruto de estas combinaciones el valor de los momentos flectores, respecto del plano de flexión vertical (M_V) y horizontal (M_H), producidos por las cargas de las distintas hipótesis, así como las fuerzas de postesado utilizados en el cálculo se recogen en Tabla 8

Tabla 8: Momentos flectores y cargas de tesado.

	$M_V \text{ (kN}\cdot\text{m)}$				$M_H \text{ (kN}\cdot\text{m)}$				$F \text{ (kN)}$		
	Perm	Uso	N-S	S-N	Perm	Uso	N-S	S-N	F1	F2	F3
Norte	10.220,0	313,9	-159,0	-159,0	0	0	1407,0	-1029,0	345,6	41,45	1797,0
Sur	15.877,0	629,0	-622,0	-622,0	-642,3	93,9	-648,0	286,0	622,2		2211,4

4.6.2. Resultados del cálculo simplificado de Torroja

E. Torroja realiza la evaluación de tensiones normales suponiendo un comportamiento elástico y lineal de las láminas. Como comenta en la Memoria del Proyecto de Estructura (Nadal, J. 1960) al no coincidir el plano de aplicación del peso propio y la combinación con viento con el plano principal de inercia de la sección ni con el centro de esfuerzos cortantes de la sección no se pueden calcular los esfuerzos de flexión con la fórmula para piezas prismáticas sino que hay que acudir a las fórmulas generales. Aceptando la hipótesis de Navier-Bernoulli, utiliza la ecuación clásica de la resistencia de materiales (Gere, J. 1996) para ejes no principales de inercia.

$$\sigma = \frac{1}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} (x, y) \begin{bmatrix} I_x & -I_{xy} \\ -I_{xy} & I_y \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_y \\ M_x \end{pmatrix} + \frac{N}{A} \quad (1)$$

La ecuación 1, particularizada para cada una de las láminas y conservando la nomenclatura, el sistema de referencia (Fig. 121) los subíndices utilizados por el ingeniero son las siguientes:

Muro Norte:

$$\sigma = \frac{(M'_V - 4,17 \cdot F_3)(y \cdot I_y - x \cdot I_{xy}) + (M'_H - 0,167 \cdot F_3)(x \cdot I_x - y \cdot I_{xy})}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} - \frac{F_1 + F_2 + F_3}{W} \quad (2)$$

Muro Sur

$$\sigma = \frac{(M'_V - 3,70 \cdot F_1 - 6,50 \cdot F_2)(y \cdot I_y - x \cdot I_{xy}) + (M'_H + 6,43 \cdot F_1 - 1,92 \cdot F_2)(x \cdot I_x - y \cdot I_{xy})}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2} - \frac{F_1 + F_2}{W} \quad (3)$$

Siendo:

M_V Momento en el plano de flexión vertical

M_H Momento en el plano de flexión horizontal

F_1 Fuerza de postesado de la cubierta

F_2 Fuerza de postesado de cubierta de las capillas en la fachada norte (ec. 1)

Fuerza de postesado del muro en la fachada sur (ec.2)

F_3 Fuerza de postesado del muro en la fachada norte

I_x Inercia de la sección respecto eje horizontal

I_y Inercia de la sección en Z respecto eje vertical

I_{xy} Producto de Inercia de la sección en Z

W Area de la sección transversal de la lámina

x,y Coordenadas geométricas del punto

E. Torroja calcula el valor de las tensiones normales en cuatro puntos de la lámina Norte y en tres de la lámina (Fig. 121).

En la lámina Norte únicamente contempla una combinación de cargas, la correspondiente a la aplicación simultánea de las cargas permanentes más las fuerzas de tesado y el viento actuando en la dirección Norte-Sur.

En la lámina Sur contempla cuatro combinaciones de carga: 1 cargas permanentes más fuerzas de tesado, 2 cargas permanentes más fuerzas de tesado y sobrecarga en cubiertas, 3 cargas permanentes más fuerzas de tesado y viento en dirección Norte-Sur, 4 cargas permanentes más fuerzas de tesado y viento en dirección Sur-Norte.

A diferencia de las cubiertas del frontón de Recoletos y del mercado de Algeciras, en este caso no se realizó un modelo reducido de la estructura para contrastar los resultados analíticos obtenidos.

En el presente estudio, utilizando las mismas ecuaciones (ec.2 y ec.3) y los mismos esfuerzos, se han obtenido las tensiones producidas en cada una de las hipótesis simples. Esto nos permitirá comparar los resultados con los valores obtenidos del modelo de Elementos Finitos

4.7. MODELO CON ELEMENTOS FINITOS.

Basándose en la geometría del edificio se ha elaborado el modelo informático de la estructura del templo: las láminas plegadas y sus rigidizadores, los pórticos sobre los que éstas apoyan y el resto de la estructura del ábside, y el resto de estructuras auxiliares de la iglesia, no sometidas a análisis. Todos éstos se han descompuesto mediante E.F.trianguulares planos a los que se ha asignado los parámetros de cálculo característicos del hormigón: un módulo de elasticidad de 23.760 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,20. El tamaño medio de los E.F. es de unos 40 cm. (Fig. 127). Las diagonales del pórtico 0 y los soportes del claustro se han modelizado mediante barras.

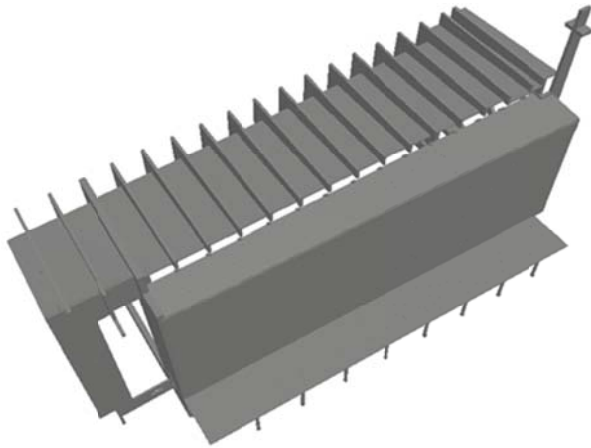


Fig. 126: Modelos estructural visualización "sólida"

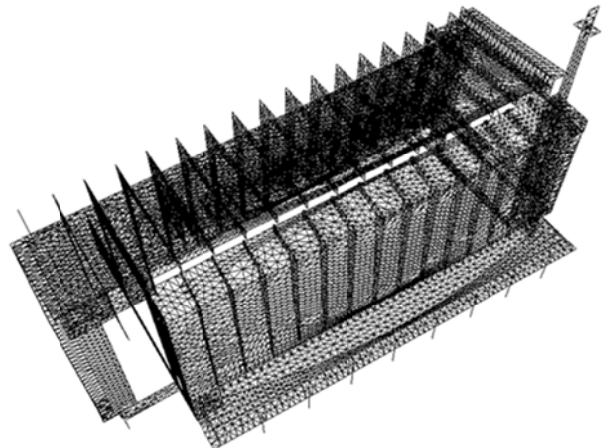


Fig. 127: Modelo estructural visualización mallado de E.F.

Los pórticos testeros se han modelizado mediante E.F. triangulados de 30 cm de espesor. La articulación del pórtico 0, bajo el encuentro con las láminas plegadas se ha modelizado mediante una fila de E.F. de mitad de espesor (15 cm) y el encuentro del pórtico con la cimentación mediante una articulación teórica. También se ha modelizado la junta del extremo superior del pórtico 0, con la conexión entre las dos partes del pórtico a través de un único vértice.

El pórtico 15, junto al altar, no dispone ninguna articulación ni junta de dilatación y su encuentro con la cimentación se ha modelizado como un empotramiento, al igual que la del resto de elementos que llegan hasta ella.

En cuanto al pretensado de las láminas, en el estudio realizado se ha recurrido a la introducción de los distintos tendones en su verdadera posición (Fig. 122-Fig. 125) y a la aplicación de la fuerza de tesado de cada uno de ellos. La fuerza de tesado a lo largo del cable se ha evaluado siguiendo los criterios de ACI (ACI Comité 318, 2005) teniendo en cuenta una pérdida global del 20%, considerada por E. Torroja. Ésta incluye las pérdidas instantáneas diferidas, por rozamiento y de los anclajes. Además se ha aplicado la fuerza de compresión tangente a la directriz de la curva en el punto de anclaje de los tendones.

El programa evalúa directamente el peso propio de los elementos estructurales, teniendo en cuenta un peso específico del hormigón de 24 kN/m^3 , tal como utilizó E. Torroja. El resto de cargas de elementos constructivos, sobrecargas y cargas de viento se han aplicado a través de fuerzas superficiales o lineales, según el caso con los mismos valores e hipótesis que los utilizados por Torroja.

El análisis estructural del modelo se ha realizado mediante el programa de cálculo en régimen lineal ANGLE (Alonso, A).

El modelo posee 15.812 nudos, 30.656 elementos finitos y el tiempo de cálculo es de 8 seg con un ordenador portátil de procesador Intel® Core™ i5-450M (2,4 GHz, 3MB L3 cache). Tarjeta Gráfica ATI Mobility Radeon™ HD 5470 Up to 2235 MB Hyper Memory™ y 4GB DDR3 de Memoria RAM.

4.8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.8.1. Cargas Permanentes.

El estado tensional al que se encuentra sometido la lámina frente a cargas gravitatorias de carácter permanente muestra lo esperado en una viga biapoyada: tensiones de compresión en la parte superior de la lámina y de tracción en la parte inferior (Fig. 128). La lámina vertical se comporta como una viga pared, rigidizada por las láminas de las cubiertas. En la misma figura se observa una concentración de tensiones en los vértices de la lámina y en la esquina junto a la zona de apoyo.

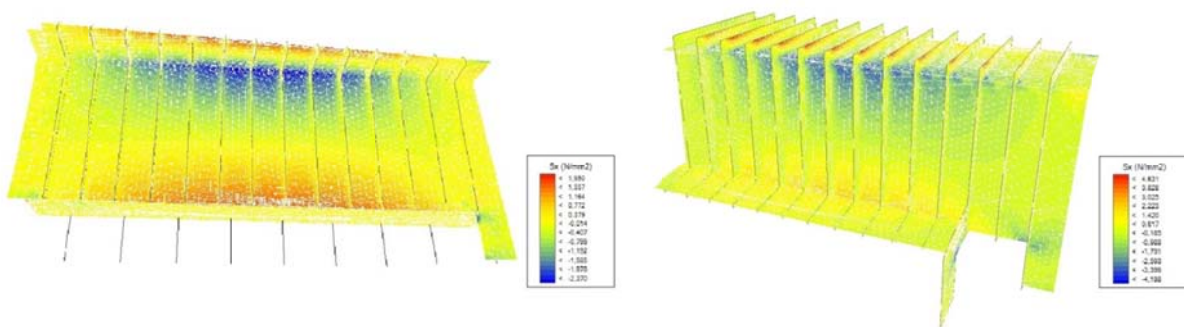


Fig. 128: Tensiones normales a) Lámina Norte. Vista interior b) Lámina Sur. Vista exterior

Los valores de las tensiones normales obtenidas con el modelo de E.F. son comparadas (Tabla 9) con las procedentes del cálculo realizado por E. Torroja (ec. 2 y ec. 3). Se observa una buena aproximación en todos los puntos, con valores absolutos en general ligeramente menores que los proporcionados por E. Torroja. La excepción se produce en el punto 2 de la lámina norte dónde se obtiene una tensión de tracción en lugar de la esperada de compresión.

Tabla 9: Tensiones normales (MPa). Cargas permanentes. Comparación de resultados.

	Lámina Norte				Lámina Sur		
	Pto 1	Pto. 2	Pto. 3	Pto. 4	Pto 1	Pto. 2	Pto. 3
Torroja	0,46	-2,10	-3,16	3,15	3,80	5,63	-5,03
EF. Model	1,95	0,24	-2,37	1,69	2,25	2,62	-3,76

La función de las costillas se observa en la Fig. 129. La lámina de la cubierta está rígidamente unida a los pórticos testeros 0 y 15 cuya rigidez impide su desplazamiento vertical. Sin embargo en la zona central, la lámina queda sujeta por las costillas con un trabajo fundamental en ménsula (obsérvense en la Fig. 128-b, las tensiones de tracción en la cara superior de las costillas). La deformación máxima alcanza un valor de 18,4 mm. en la hipótesis de carga considerada. Como ya adelantaba E. Torroja (Nadal, J. 1960), las costillas realizan una doble función como rigidización de las láminas y como elementos rígidos en voladizo que sustentan las cubiertas.

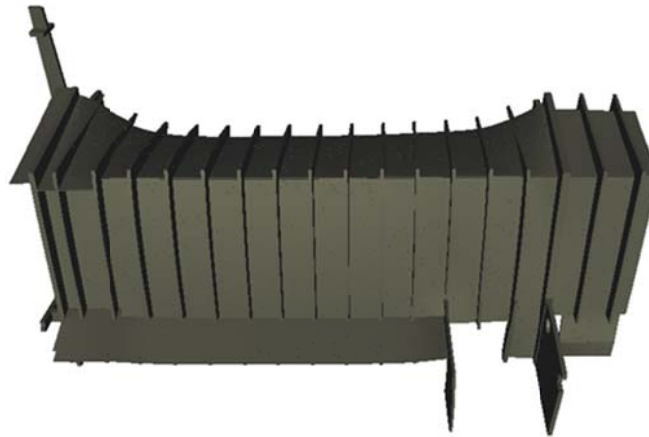


Fig. 129: Deformación de la Lámina Sur. Vista exterior

4.8.2. Cargas de Pretensado.

Los valores de las tensiones normales obtenidas con el modelo de E.F. son comparadas en la (Tabla 10) con las procedentes del cálculo realizado por E. Torroja. Al igual que con la hipótesis de cargas permanentes, se observa una buena aproximación en todos los puntos, especialmente en la lámina norte. Los valores absolutos son ligeramente menores que los proporcionados por E. Torroja y se produce un cambio de signo de la tensión en el punto 2 de la lámina norte.

Tabla 10: Tensiones normales (MPa). Cargas de pretensado. Comparación de resultados.

	M. Norte				M. Sur		
	Pto 1	Pto. 2	Pto. 3	Pto. 4	Pto 1	Pto. 2	Pto. 3
Torroja	-1,84	0,91	1,35	-3,69	-3,60	-5,39	2,30
E.F. Model	-2,75	-1,01	1,32	-2,99	-2,49	-3,64	1,32

Las tensiones de compresión producidas en la parte inferior de las láminas por el tesoado de los tendones son ligeramente superiores a las tensiones de tracción generadas por las cargas permanentes, mientras que las tensiones de tracción en la parte superior en aquella hipótesis no alcanzan los valores de compresión debido a las cargas permanentes. Si se tienen en cuenta ambas hipótesis, ya que ambos tipos de cargas son de carácter permanente, todos los puntos de las láminas se encuentran sometidos a compresión (Tabla 12).

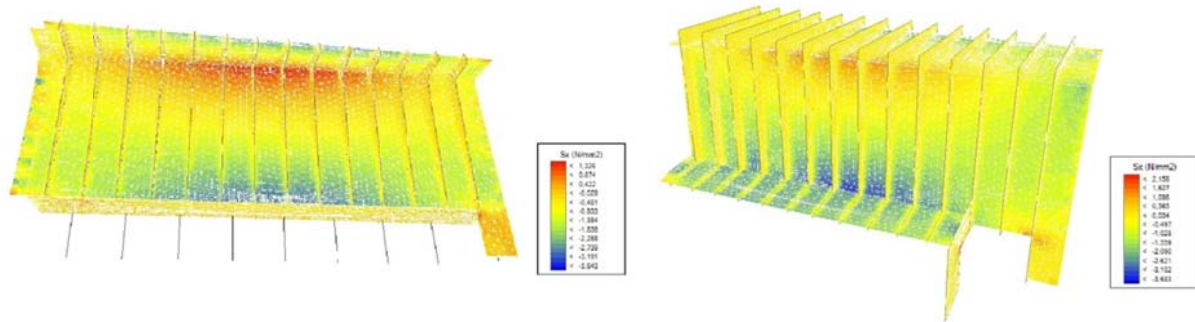


Fig. 130: Tensiones normales. a) Lámina Norte. Vista interior b) Lámina Sur. Vista exterior.

Debido a que cada anclaje del Sistema Barredo recoge tres cables, en el caso de lámina con más tendones, es decir la Sur con 126 tendones, se anclan a lo largo del canto de la lámina mediante 42 anclajes. Los anclajes quedan separados más o menos cada 20 cm a lo largo de los 9m del canto de la lámina. Por este motivo no se observan concentraciones de tensiones en la zona de los anclajes.

4.8.3. Cargas horizontales de viento

El mapa de colores que representa los desplazamientos horizontales (Fig. 131-Fig. 132) muestra que los pórticos son suficientemente rígidos en su plano para poder considerarlo indesplazables. El desplazamiento transversal no supera 1 mm en ninguno de los vértices superiores de ambos pórticos (Tabla 11).

El comportamiento frente a cargas horizontales de viento es el de dos vigas de gran canto (cubiertas de la nave y de las capillas) apoyadas sobre los pórticos testeros. El muro vertical se comporta como una losa bidireccional sujeta en su perímetro a las vigas horizontales y a los pórticos testeros. Frente a esta hipótesis de carga las costillas cumplen también un papel de rigidización, en este caso de las láminas verticales, reduciendo su desplazamiento transversal.

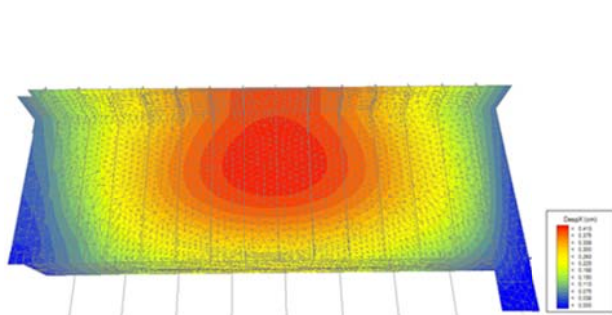


Fig. 131: Desplazamientos horizontales interior lámina Norte.

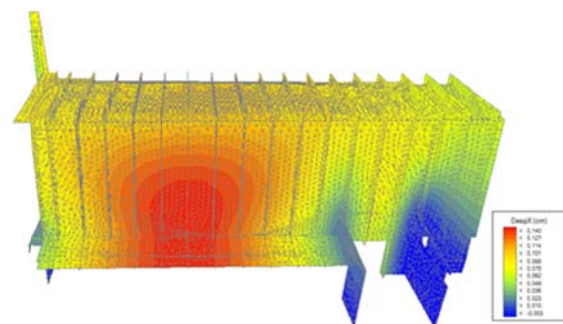


Fig. 132: Desplazamientos horizontales exterior lámina Sur.

Los desplazamientos horizontales son mayores en la lámina norte, debido a la menor dimensión de las cubiertas de la nave y del claustro. El efecto de los soportes del claustro produce un desplazamiento de las deformaciones máximas hacia la parte superior de la lámina.

Sin embargo, en la lámina sur los desplazamientos máximos se sitúan en la parte inferior, debido a la mayor dimensión de la cubierta y a la escasa influencia de la cubierta de las capillas, unida a la lámina vertical únicamente por las costillas (Fig. 131-Fig. 132).

Tabla 11: Desplazamientos horizontales (mm). Hipótesis de viento.

Direcc. Viento	Sección	M. Norte				M. Sur		
		Pto 1	Pto. 2	Pto. 3	Pto. 4	Pto 1	Pto. 2	Pto. 3
N-S	Pórtico 0	0,84	0,30	0,82	0,27	1,03	0,38	0,99
	Central	4,44	2,43	4,47	2,44	1,16	1,39	1,19
	Pórtico 15	0,88	0,17	0,87	0,19	0,87	0,02	0,85
S-N	Pórtico 0	-0,91	-0,31	-0,89	-0,27	-1,03	-0,37	-1,00
	Central	-3,23	-1,84	-3,24	-1,84	-1,33	-1,76	-1,39
	Pórtico 15	-0,85	-0,15	-0,85	-0,17	-0,85	-0,02	-0,83

Se consideran positivos los desplazamientos en la dirección N-S

4.8.4. Combinación de acciones pésima

E. Torroja comprueba la validez del diseño estructural con la obtención de las tensiones bajo distintas combinaciones de carga. Mientras que en la lámina Norte únicamente contempla una combinación de cargas, en la lámina Sur contempla cuatro combinaciones.

Sus resultados se indican en la Tabla 12 junto con los valores obtenidos en el modelo de E.F. analizado en el presente artículo.

Tabla 12: Tensiones normales (MPa). Combinación desfavorable. Comparación de resultados.

		Perm+Post		Perm+Post+Sobr.		Per+Post+N-S		Per+Post+S-N	
		Torroja	E.F. Model	Torroja	E.F. Model	Torroja	E.F. Model	Torroja	E.F. Model
M.Norte	Pto 1	-1,38	-0,85	-1,37	-0,67	0,25*	1,06	-2,59	-1,88
	Pto. 2	-1,19	-1,26	-1,26	-0,76	-3,61*	-2,07	0,63	0,18
	Pto. 3	-1,81	-2,61	-1,91	-1,16	-2,63*	-2,14	-1,13	-0,41
	Pto. 4	-0,54	-1,43	-0,44	-1,23	0,46*	-0,48	-1,35	-1,86
M. Sur	Pto 1	0,20*	-0,24	0,40*	0,35	-0,41*	-0,42	0,27*	0,17
	Pto. 2	0,25*	-1,02	0,48*	-0,44	-0,09*	-1,34	0,09*	-0,59
	Pto. 3	-2,73*	-2,44	-2,95*	-3,11	-2,30*	-2,18	-2,64*	-2,82

* Estos valores aparecen recogidos de forma explícita en la memoria de cálculo de E. Torroja (Nadal, J.1960). El resto de valores de las columnas denominadas "Torroja" se han obtenido mediante las ec. 2 y 3

5. LA REHABILITACIÓN DE LA IGLESIA.

5.1. ESTADO PREVIO.

5.1.1. Daños estructurales

A 35 años de su dedicación, la Parroquia de S. Nicolás del Grau de Gandía presentaba una serie de daños en la estructura y el edificio en general, debido fundamentalmente a cuestiones de durabilidad, que hacían aconsejable su evaluación por parte de expertos. El Dr. Arquitecto Agustín Gabriel, en calidad de asesor arquitectónico de la Parroquia, encargó la tarea a los laboratorios INTEMAC.

Fruto de este encargo se produjo la primera visita a la Iglesia del Dr. Ingeniero de Caminos Enrique González Valle, director de INTEMAC, el 31 de mayo de 1.996. El resultado de esta visita fue el informe preliminar firmado en fecha 25 de julio de 1.996 por el Doctor Ingeniero de Caminos Jaime Fernández Gómez Director del Laboratorio Central de INTEMAC y el Ingeniero de Caminos Justo Díaz Lozano, Director de la División de Control de Proyecto con el Visto Bueno de D. Enrique González Valle previamente mencionado.

En el informe preliminar se documentaron los datos sobre los daños detectados en la inspección, se realizó una primera formulación sobre las causas que los originaban, se realizó una evaluación preliminar de su trascendencia y se establecieron unas recomendaciones.

Como consecuencia de dichas recomendaciones se realizaron una serie de Campañas de medidas y de Ensayos sobre probetas testigo extraídas. Los resultados se recogieron en el informe firmado el 7 de Agosto de 1998 por los licenciados en Ciencias Químicas Silvia Grandes Velasco de la Sección de Ensayos Químicos del Laboratorio Intemac y Pedro López Sánchez, Jefe de la Sección; con el conforme del Jefe del Departamento de Ensayo de Materiales Germán González Isabel Ingeniero T. en Obras Públicas y Visto Bueno del Director del Laboratorio Central Intemac, el Dr. Ingeniero de Caminos Jaime A. Fernández Gómez.

Los informes mencionados se recogieron a modo de Anejo juntamente con los croquis de los daños, los Partes de Extracción y Ensayo a Compresión de las Probetas Testigo de Hormigón, los resultados de las Campañas de medidas y el Anejo Fotográfico en el Informe definitivo.

Dicho Informe final sobre el Estudio de los Daños está fechado el 9 de Febrero de 1.999 por el Jefe de la Sección de Ensayos Estructurales en Obra, el Ingeniero T. Obras Públicas José Juan Rozas Hernando y el Ingeniero de Caminos Jorge Ley Urzaiz Ingeniero de Caminos y Jefe del Departamento de Ensayos Estructurales; con el Visto Bueno del Director del Laboratorio central el ya mencionado D. Jaime Fernández Gómez. En el informe se recoge la siguiente información (Fernández, J. 1999):

1) RELACIÓN DE DAÑOS.

- a) **Pórticos en Z de la Fachada Sur:** Presentaban fisuración en la cara superior de la viga horizontal de cubierta siguiendo el trazado de las armaduras superiores. Dichas armaduras presentaban corrosión leve o casi inexistente con un recubrimiento de

hormigón de 10mm a 20 mm. Los tramos verticales del pórtico tenían una fisuración importante con un ancho entre labios de 0,5 y 5 mm coincidiendo con las armaduras principales.

- b) Pórticos en Z de la Fachada Norte:** Estos pórticos son interiores y no presentaban fisuración visible salvo en el tramo de cubierta de los pórticos nº 18 y 19 en la esquina Noreste del edificio, en la que se daba de forma leve.
- c) Losa plegada en Z:** Presentaba fisuración importante en el borde norte de cubierta de la losa plegada Sur produciéndose en algunos puntos el desprendimiento total del recubrimiento.
- d) Pilares y Cubierta del Claustro:** Prácticamente todos presentaban daños por corrosión de las armaduras desde la base a una altura que varía de los 13 cm a los 122 cm. Además dos pilares en la esquina Suroeste del Claustro tenían fisuras horizontales en cabeza, otro en la misma zona presentaba una fisura sinusoidal muy importante que seccionaba completamente el pilar y finalmente un pilar situado en la cara Este del Claustro presentaba una rotura horizontal importante en la unión con la losa superior. Además la losa superior presentaba fisuras con ancho variable entre 0,5 y 2 mm. Algunas de ellas en torno a una junta de dilatación presente en proyecto pero que al presumiblemente fue cosida con materiales de revestimiento en operaciones de mantenimiento.
- e) Campanario:** Debido a la corrosión de las armaduras presentaba en su base fisuras verticales con anchura máxima de 5 mm. Situados en los dos huecos rectangulares de paso en la losa superior presentaba también daños importantes por corrosión, llegando a la pérdida total del recubrimiento de las armaduras.
- f) Otras localizaciones:** La mayoría de elementos ornamentales de hormigón armado (marco de la Fachada Este, ménsulas y la cruz) presentaban daños importantes causados por la corrosión de las armaduras, llegando a pérdidas totales del recubrimiento en determinados puntos.

Algunos Cerramientos y soleras, especialmente el muro Sur de las capillas laterales, presentaban daños importantes por asientos diferenciales entre su cimentación de tipo superficial sobre rellenos y la del resto de la estructura por pilotaje a mayor profundidad.

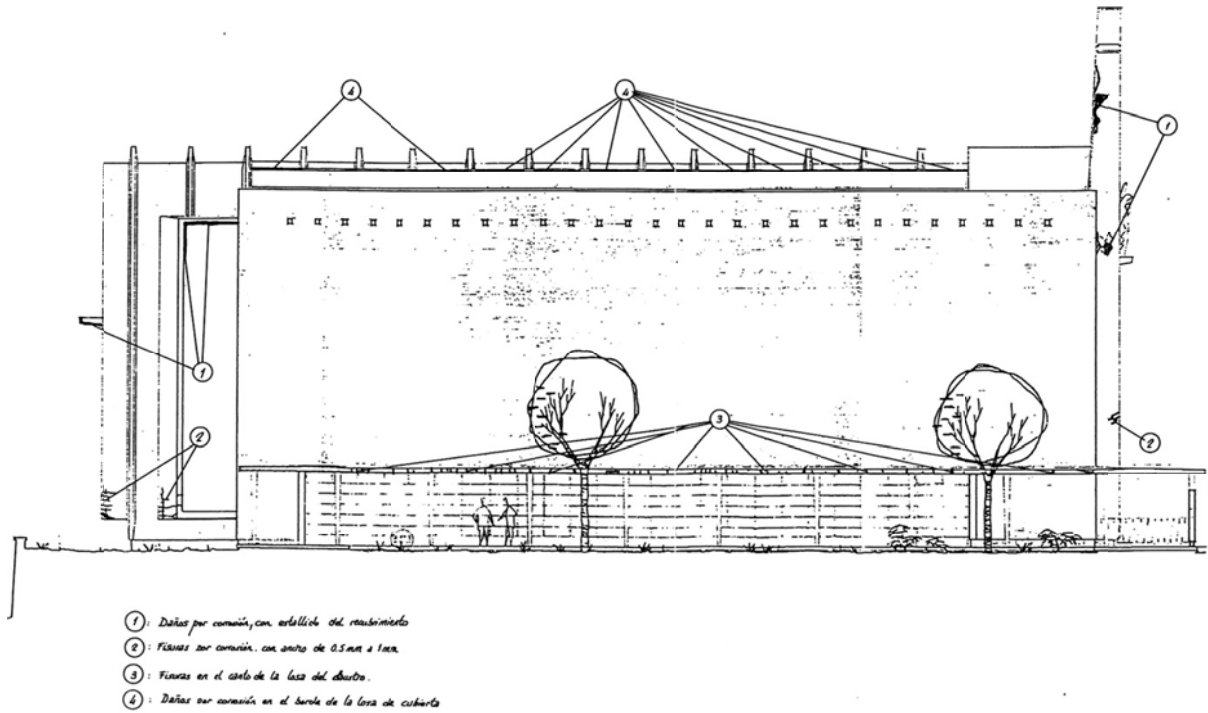


Fig. 133: Croquis daños Fachada Norte. (Fernández, J. 1999)

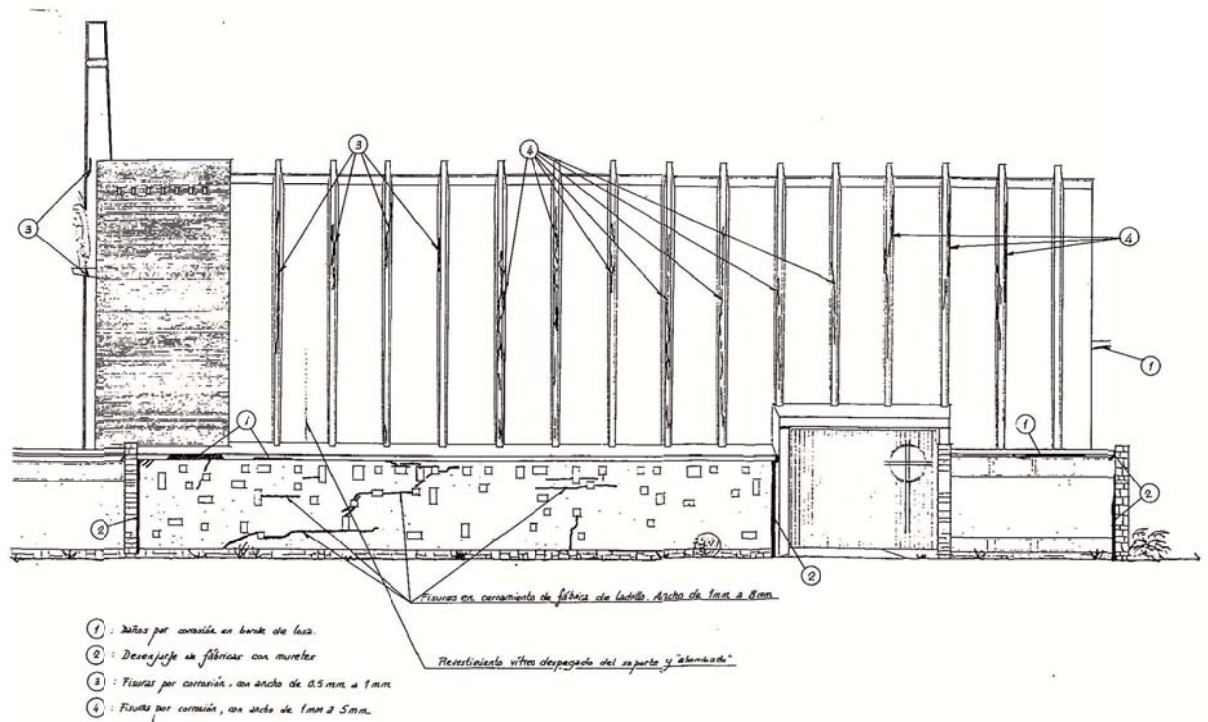


Fig. 134: Croquis daños Fachada Sur (Fernández, J. 1999)

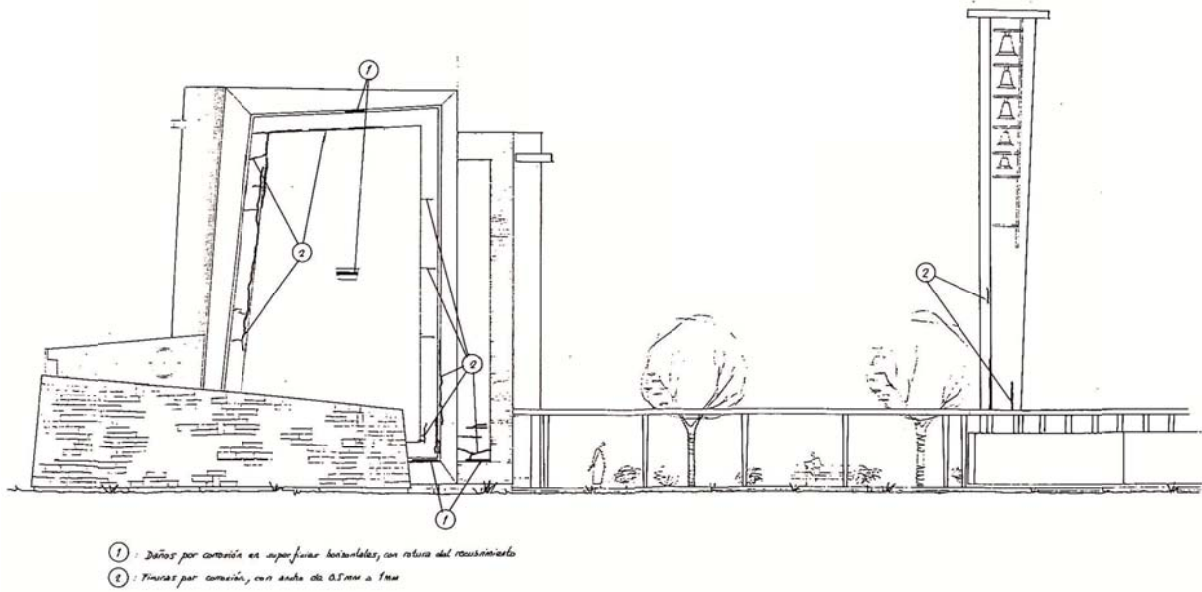


Fig. 135: Croquis daños Fachada Este (Fernández, J. 1999)

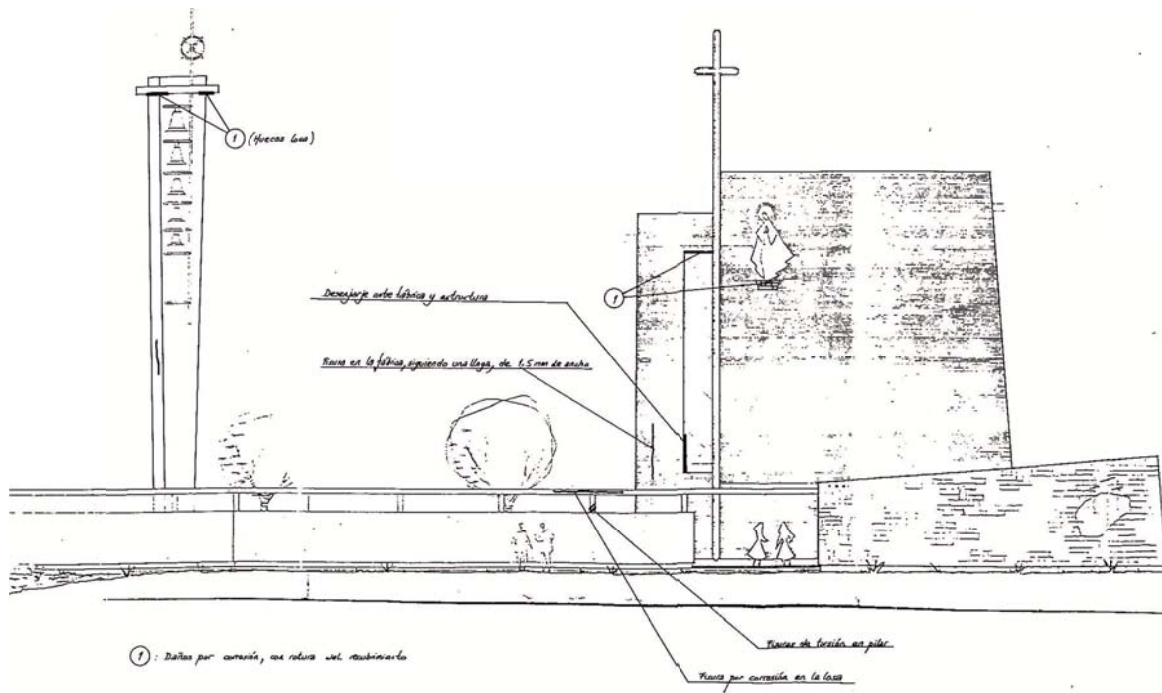


Fig. 136: Croquis daños Fachada Sur (Fernández, J. 1999)

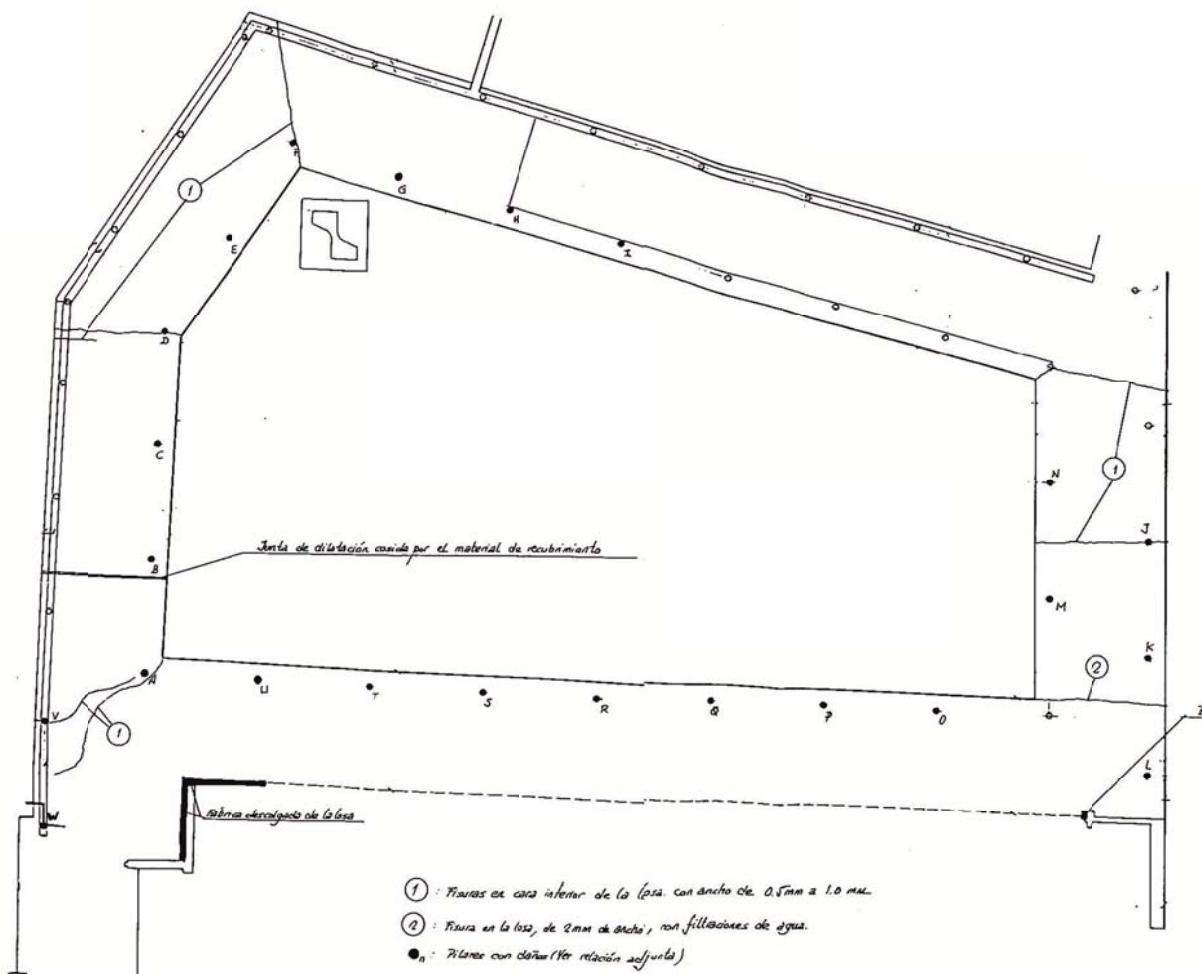


Fig. 137: Croquis daños en pilares claustro.

Tabla 13: Daños pilares claustro.

PILAR	DAÑOS OBSERVADOS		GRADO DE LOS DAÑOS
	TIPO DE DAÑO (*)	ALTURA AFECTADA (cm)	
A	1	70 cm (cabeza)	Medios
B	2	86 cm (base)	Graves
C	2	30 cm (base)	"
D	2	42 cm (base)	"
E	3	60 cm (base)	-
F	2	47 cm (base)	Graves
G	2	46 cm (base)	Leves
H	2	33 cm (base)	"
I	2	21 cm (base)	"
J	2+5	24 cm (base+cabeza)	Muy Graves

K	2	122 cm (base)	“
L	2	30 cm (base)	“
M	2	26 cm (base)	Leves
N	2	22 cm (base)	“
O	2	18 cm (base)	“
P	2	16 cm (base)	“
Q	2	13 cm (base)	“
R	2	18 cm (base)	Graves
S	2	48 cm (base)	Leves
T	2	17 cm (base)	“
U	2	20 cm (base)	“
V	4	60 cm (base)	Muy graves
W	6	12 cm (cabeza)	Medios

2) ANÁLISIS

Los estudios realizados y el Resumen de Resultados fueron los siguientes:

- a) **Campaña de medidas de potencial de corrosión, mediante electrodo de cobre-sulfato de cobre y voltímetro de 1 mV de apreciación:** Según ASTM C-876-80. Se realizó en 19 zonas de pórticos y pilares del claustro, efectuando mediciones del potencial eléctrico sobre el hormigón en diez puntos de la barra seleccionada, separados aproximadamente 15 cm. entre sí.

Tabla 14: Potencial de corrosión.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Valor Máximo POTENCIAL CORROSIÓN (mV)
Pórt.1. Fach. S. vert.	-180
Pórt. 2. Fach. S. vert.	-175
Pórt. 4. Fach. S. vert.	-100
Pórt. 5. Fach. S. vert.	-478
Pórt. 6. Fach. S. vert.	-72
Pórt. 8. Fach S. vert.	-396
Pórt. 9. Fach. S. vert.	-562
Losa Z. Fach. N. vert. int.	-
Pórt. 0. Fach. S. Cub.	-180

Pórt. 3. Fach. S. Cub.	-230
Pórt. 6. Fach. S. Cub.	-94
Pórt. 11. Fach. S. Cub.	-76
Pilar A. Claustro.	-344
Pilar D. Claustro.	-456
Pilar F. Claustro.	-484
Pilar G. Claustro.	-382

b) Campaña de medidas de resistividad del hormigón, mediante electrodo a cuatro hilos:

Se efectuó en 16 zonas de pórticos y pilares del claustro, midiendo la resistividad en cinco puntos de cada zona.

Tabla 15: Resistividad.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Valor Máximo RESISTIVIDAD ($K\Omega \times cm$)
Pórt.1. Fach. S. vert.	89,5
Pórt. 2. Fach. S. vert.	78,6
Pórt. 4. Fach. S. vert.	82,4
Pórt. 5. Fach. S. vert.	98,0
Pórt. 6. Fach. S. vert.	86,5
Pórt. 8. Fach S. vert.	80,4
Pórt. 9. Fach. S. vert.	76,5
Losa Z. Fach. N. vert. int.	137
Pórt. 0. Fach. S. Cub.	102
Pórt. 3. Fach. S. Cub.	109
Pórt. 6. Fach. S. Cub.	90,4
Pórt. 11. Fach. S. Cub.	95,6
Pilar A. Claustro.	24,5
Pilar D. Claustro.	26,7
Pilar F. Claustro.	34,2
Pilar G. Claustro.	42,6

c) Extracción de 6 probetas testigo de hormigón endurecido destinadas a su ensayo de compresión y extracción de 3 probetas testigo adicionales destinadas a los ensayos químicos:

Para el replanteo de las armaduras se utilizó sonda magnética. Se realizó la extracción con sonda rotativa con corona de diamante de 100 mm de diámetro interior. Se rellenaron los taladros producidos mediante un hormigón de calidad superior al extraído. Previamente se aplicó a la junta una capa de resina de epoxi y posteriormente se compactó el hormigón de relleno.

Los testigos se tallaron con sierra de disco de diamante de 350 mm, ajustando su longitud para alcanzar una esbeltez aproximada de 2. Hasta el momento del ensayo se permitió el secado de los testigos en ambiente de laboratorio (Condiciones medias, HR=61% y T=20°C) para que su estado de saturación fuese semejante al de obra.

d) Determinación de la profundidad de carbonatación en las seis probetas testigo extraídas, mediante impregnación alcohólica de fenolftaleína:

Se realizó la determinación en todos los puntos de extracción de las probetas testigo y en 10 puntos adicionales según UNE 112011 y con una apreciación de 1 mm.

Del Resumen de resultados en el cuadro se desprende que las profundidades de carbonatación, en general, se consideran pequeñas para la edad de la estructura.

Tabla 16: Profundidad de carbonatación.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ESPEJOR CARBONATADO (mm)	RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS (mm)	DIÁMETRO DE LAS ARMADURAS (mm)	
			Medido (3)	Nominal
Pórt.1. Fach. S. vert.	49 (1)	44 (1)	25,0	25
Pórt. 2. Fach. S. vert.	54(1)	52 (1)	25,0	25
Pórt. 4. Fach. S. vert.	47 (1)	45 (1)	25,0	25
Pórt. 5. Fach. S. vert.	55 (1)	50 (1)	23,1	25
Pórt. 6. Fach. S. vert.	20 (1)	35 (1)	25,0	25
Pórt. 8. Fach S. vert.	45 (1)	47 (1)	25,0	25
Pórt. 9. Fach. S. vert.	>55(1)	55 (1)	25,0	25
Losa Z. Fach. N. vert. int.	45(2)	-	-	-
Pórt. 0. Fach. S. Cub.	28 (1)	22 (1)	26,0	25
Pórt. 3. Fach. S. Cub.	27 (1)	40 (1)	25,5	25
Pórt. 6. Fach. S. Cub.	35 (1)	52 (1)	25,0	25
Pórt. 11. Fach. S. Cub.	33 (1)	70 (1)	25,0	25

Pilar A. Claustro.	>20	16	8,1	8
Pilar D. Claustro.	>40	20	8,3	8
Pilar F. Claustro.	>20	15	8,4	8
Pilar G. Claustro.	>20	13	8,4	8

NOTAS:(1): Incluye espesor de la capa superficial de mortero (entre 15-25 mm)

(2): El paramento de hormigón está revestido por una capa de material aislante de 15 mm de espesor.

(3): Medido con pie de rey tras practicar una cala en el elemento estructural.

e) Determinación del Perfil de cloruros en fragmentos correspondientes a los espesores de recubrimiento de 3 probetas testigo y en otro desprendido por golpe en uno de los pilares del claustro:

Las muestras tenían espesor aproximado de 10 mm y fueron molturadas hasta tamaño inferior de 0,16 mm. Homogeneizadas y desecadas. La determinación se realizó según UNE 112010. Se determinó el residuo en ácido salicílico en muestras análogas para expresar los contenidos de cloruros respecto a la dosificación del cemento.

Del Resumen de Resultados en el cuadro se desprende que los contenidos de ion Cl^- , son en algún caso superior al valor límite umbral de riesgo de corrosión (0,4 % en peso de cemento). También puede deducirse que los cloruros existentes no provienen de aportación exterior y están presentes en la masa del hormigón.

f) Determinación de la permeabilidad (penetración de agua bajo presión), sobre tres probetas testigo:

Según UNE 83309. Tras su talla y saturado por inmersión en agua destilada a $20 \pm 2^\circ C$ durante 48 horas se desecaron en estufa de tiro forzado a $50 \pm 2^\circ C$ durante otras 48 horas y se pesaron.

Se le aplicó agua a presión de 1 Kp/cm² sobre la cara de acabado de la probeta durante 48 horas. A continuación se aumentó la presión hasta 3 Kp/cm² (24 horas) y por último, hasta 7 Kp/cm² (24 horas).

Tras la eliminación del exceso de agua de la base se realizó el ensayo a tracción indirecta según UNE 83306, perpendicularmente a la cara sometida a presión de agua y se determinaron las profundidades de penetración media y máxima.

Del resumen de resultados en el Cuadro se deduce que los valores de penetración de agua bajo presión son muy altos, y superiores a los límites admitidos para considerar al hormigón suficientemente impermeable (Profundidad máxima ≤ 50 mm; Profundidad media ≤ 30 mm).

Tabla 17: Permeabilidad.

Elemento estructural	Pórt. 1 Sur	Pórt. 4 Sur	Pórt. 8 Sur	Losa Z Norte	Pórt. 3 Cub.	Pórt. 8 Cub.	Pórt. 11 Cub.	Pilar D Claustro
Porosidad (%)	13,1	17,8	15,1	11,0	12,2	14,9	-	-
Dens.Aparente (Kg/dm ³)	2,30	2,15	2,23	2,36	2,32	2,25	-	-
Conglomerante	CEMENTO PORTLAND							
Cont. en cloruros (%) ⁽¹⁾								
Prof. 0-20 mm	0,39	-	0,17	-	-	-	0,29	0,39
Prof. 20-40mm	0,87	-	0,26	-	-	-	0,36	0,39
Profundidad de Carbonatación								
-Valor medio	20	-	15	-	-	-	10	≥40
-Valor máximo	24	-	18	-	-	-	12	≥40
Perm.al agua								
Prof. de penet.media	84	-	106	-	-	-	113	-
Prof. de penet.máxima	90	-	118	-	-	-	118	-

g) Ensayo a compresión y determinación de la densidad y porosidad del hormigón (ASTM C-642) sobre seis probetas testigo:

Tras su refrentado y comprobación de peso y dimensiones de las probetas se procedió a su ensayo a compresión. A los resultados se les aplicaron los coeficientes de corrección necesarios.

Tabla 18: Resistencia a compresión.

TESTIGO Nº	ZONA DE EXTRACCIÓN	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (Kp/cm ²)
1	Pórt 1. Fach. S	382
2	Pórt 4. Fach. S	239
3	Pórt 8. Fach. S	264
4	Losa Z. Fach. N	235
5	Pórt. 3. Cub.	268
6	Pórt. 6. Cub	239

3) EVALUACIÓN:

a) Causas:

La causa de los daños estructurales era fundamentalmente la corrosión de las armaduras próximas a los paramentos expuestos a la agresión ambiental. Dicha corrosión tiene cuatro componentes básicos:

- Escasa o nula protección del mortero por su contenido en cemento y porosidad.
- Escasos espesores de recubrimiento y elevada densidad de armado que dificulta el hormigonado homogéneo.
- Ambiente de alta agresividad, junto al mar: alta salinidad y presencia de cloruros, que como se ha comentado en su determinación se hallaba presente en la masa del hormigón y no sólo están presentes por aportación del ambiente exterior. La presencia de cloruros y carbonatación de la protección de las armaduras, condujo a su corrosión y a la fisuración de los recubrimientos, acelerando el proceso de corrosión por aumentar la exposición.
- En el caso de los pilares dicho proceso de corrosión se vio también acelerado por el ascenso de humedades por capilaridad al elevar la concentración de cloruros con el aporte de humedad y desecación superficial.

b) Incidencia en la Seguridad estructural y en la durabilidad de la Construcción:

La seguridad está condicionada por dos factores básicos: la pérdida de sección de las armaduras por corrosión y por otro lado la pérdida de adherencia de tales armaduras con el hormigón.

Los daños y los datos recogidos evidenciaban que la seguridad no se encontraba comprometida a corto plazo. No obstante los problemas graves de durabilidad hacían necesaria una intervención inmediata para impedir un progreso acelerado de los daños.

Este hecho no se repetía para los pilares de Claustro, con las bases muy deterioradas. A pesar de que nominalmente las sollicitaciones sobre los pilares eran muy reducidas, el mal estado de armaduras y hormigón hacían urgente la intervención. Para ello se prescribía un previo apuntalado de los pilares capaz de transmitir una carga del orden de 10 t desde a las vigas a la cimentación.

5.1.2. Daños en elementos no estructurales.

Se describen en el proyecto de Intervención.

Como se ha comentado al describir los daños, otra causa de los daños en elementos no estructurales como algunos cerramientos y soleras, especialmente el muro Sur de las capillas laterales, son los asientos diferenciales entre la cimentación de tipo superficial sobre rellenos y la del resto de la estructura por pilotaje a mayor profundidad.

5.2. EL PROYECTO DE INTERVENCIÓN

Recibido el informe de los laboratorios INTEMAC con fecha 9 de febrero de 1999 y siguiendo sus recomendaciones se promueven las Obras de Rehabilitación integral.

El Proyecto y dirección de Obra se encargaron al Arquitecto madrileño Ignacio Lafuente Niño (ETSA Madrid, 1971). Establecido en Valencia y Gandía, ha desarrollado su labor fundamentalmente en la Comarca de la Safor, incluyendo entre otras las rehabilitaciones en Gandía de la Ermita de Sant Antoni, de l'Alquería del Duc o, también en el Paseo Marítimo, el Edificio Manila, obra de A. Weber en 1967 y de gran calidad arquitectónica. La dirección de la Ejecución Material de las Obras se encomendó al Arquitecto Técnico José Bernardo Rodríguez Ripoll.

La Rehabilitación se acometió en tres fases tanto en Proyecto como en Ejecución. El criterio de intervención consistió en devolver a la Iglesia a su imagen original, únicamente renovando las instalaciones.

- FASE I (2002): Proyecto visado en el CTAV el 16 de Noviembre de 2001. Las obras se adjudicaron a PINTURAS TEP S.L., especializado en reparaciones de estructura de hormigón por un importe de 94.816,45 € IVA no incluido (Lafuente, I. 2001).
- FASE II (2005): Proyecto visado en el CTAV el 23 de Junio de 2003. De nuevo adjudicado a PINTURAS TEP S.L. por un importe de 78.083 € (Lafuente, I. 2003)
- FASE III (2005-2006): Proyecto visado en el CTAV el 12 de Noviembre de 2004. Se adjudicó al contratista TALENS S.L. con un presupuesto de 407.553,07 € (Lafuente, I. 2004)

5.2.1. Intervención sobre elementos estructurales.

El proyecto de Intervención, siguió las recomendaciones presentes en el Informe de INTEMAC de 9 de febrero de 1999. Las fases de reparación y sus sistemas fueron los siguientes:

- 1) **Saneado del Hormigón afectado:** mediante medios mecánicos o chorro de agua de alta presión. En el caso de los Pilares del claustro esta fase, debía realizarse tras el apeo.
- 2) **Limpieza de las armaduras del hormigón:** Mediante chorro de arena de sílice para eliminar los óxidos procedentes de la corrosión. Posteriormente tanto las armaduras como el hormigón sano se limpiaron mediante agua a media presión.
- 3) **Pasivación de las armaduras:** Tras su limpieza se procede a la pasivación mediante la aplicación de al menos dos capas de una pintura de revestimiento pasivante, en un intervalo inferior a 4h, enarenando la segunda capa. En este caso LEGARAN de Basf.
- 4) **Reposición del hormigón afectado:** Mediante aplicación de productos de reparación, en este caso un mortero de cemento modificado con polímeros, aplicado a mano, por proyección, o gunitado en capas sucesivas menores de 2 cm, previo humedecido del soporte. Para las vigas horizontales se usó BETTOGROUT 150 de Basf. Por su elevada fluidez se coloca por vertido en un encofrado, garantizando la adherencia con el hormigón horizontal. El mortero se puede aglomerar con cemento portland, consiguiendo un efecto protector de las armaduras gracias a la basicidad del cemento. Es el caso de las

Reposiciones verticales que se realizaron con un mortero de cemento y arena con el aditivo PCI-EMULSIÓN de Basf. Dicho aditivo mejora la impermeabilidad y resistencia mecánica, disminuyendo la fisuración, y la adherencia con el hormigón base.

El tratamiento suele aplicarse tras aplicar una imprimación que impermeabiliza la superficie de acero y hormigón y mejora la adherencia entre el hormigón y el mortero. En este caso nuevamente con LEGARAN de Basf.

La intervención sobre los elementos estructurales se realizó también en fases del siguiente modo:

- FASE I: Cubierta de la Nave y Fachadas Este y Sur
- FASE II: Estructura del Claustro y del Campanario.

5.2.2. Intervención sobre elementos no estructurales.

- 1) Impermeabilización de cubiertas planas sobre las losas de hormigón y renovación del sistema de Evacuación de pluviales dañados por movimientos diferenciales en la estructura.
 - FASE I. Sistema de Evacuación de pluviales de Fachada Sur.
 - FASE II: Impermeabilización de losas del Claustro y Acceso y en especial su borde perimetral con la renovación del goterón y renovación de desagües.
- 2) Reposición de los acabados y Revestimientos cerámicos para dotar a la estructura de mayor durabilidad. Con MASTERSEAL 325E de Basf. Este revestimiento es un mono-componente de base acrílica que resulta muy impermeable al agua y anhídrido carbónico y sin embargo es permeable al vapor de agua, permitiendo la transpiración de la estructura. Se aplicó al menos en dos manos.

Los acabados cerámicos se adhirieron mediante adhesivo FLEXMORTEL de Basf, un adhesivo C2TE según UNE EN 12004, acreditando una adherencia mínima de 1 N/mm², seguro y durable. Las juntas se rejuntaron con FLEXFUGE de Basf, deformable e impermeable. De este modo garantiza la continuidad en la impermeabilidad de las piezas cerámicas y permite su deformación por cualquier movimiento como los debidos al cambio de volumen por cambio en la temperatura exterior.

 - FASE I: Reposición de revestimientos vitraicos de Fachadas Sur y Este.
 - FASE II: Reposición de revestimientos vitraicos sobre el paramento de ladrillo de la Fachada Norte y de fachadas al claustro.
- 3) Renovación e impermeabilización de pavimentos exteriores y mejora de la accesibilidad:
 - FASE I: Rampa de acceso a la Iglesia.
 - FASE II: Sustitución de pavimentos cerámicos degradados de acceso y claustro.
 - FASE III: Renovación, impermeabilización y creación de pavimentos exteriores con adoquín y hormigón impreso sobre lámina impermeable para una cómoda circulación del Paso procesional desde la capilla en la Fachada Sur. A su vez se pretende evitar las humedades en semisótano, sacristía y almacén. Eliminación mediante una acera del ajardinamiento al pie del muro del cerramiento de las Capillas en la Fachada Sur de modo que se impida el acceso de la humedad por capilaridad en la base del muro.
- 4) Eliminación de cerramientos introducidos en intervenciones impropias en el claustro en FASE II.

- 5) Tratamiento hidrófugo de paramentos de ladrillo caravista en FASE II.
- 6) Restauración de vidrieras: La restauración consiste en el desmontaje de vidrios, limpieza de óxidos en la carpintería y aplicación de protección con pintura al zinc-fosfato, reposición de vidrios y rejuntado con masilla de poliuretano espatulable.
 - FASE II: Vidriera del altar en Fachada Norte.
 - FASE III: Resto de vidrieras. Especial mención merece la sustitución de la Puerta corredera vidriera de acero que separa la Nave del claustro por otra de idéntico diseño con entramado galvanizado con tratamiento epoxi al zinc fosfato y reposición de las vidrieras.

El resto de intervenciones se realizaron en FASE III:

- 7) Reposición de pavimento interior de terrazo bicolor con lesiones leves de cejas y lesiones generalizadas de decoloración y porosidad debido a humedades por capilaridad. Se sustituyó por baldosas de granito blanco cristal nacional (Cadalso de los Vidrios) y gris ibérico portugués con igual dimensión y despiece que los originales pero con una capa aislante intermedia. Se incluye el escalón de piedra del borde del atar, dañado tras la eliminación de la cancela cuando se adaptó la Iglesia a la reforma litúrgica del Concilio Vaticano II y demás prismas de piedra dañados por otros de iguales características.
- 8) Reposición de paramentos interiores de la nave. El Sur de revoco raspado se encontraba afectado por las filtraciones y la polución, humo de velas, etc. Se pintó tras su limpieza. El Norte de mortero poroso estaba afectado por filtraciones desprendimientos y abolladuras, en previsión de componentes de amianto, se dobló con sistema de entramado y placas de yeso laminado como trasdosado.
- 9) Reposiciones de placas de falso techo abombadas por las filtraciones y renovación de los falsos techos continuos.
- 10) Reposición funcional de la Instalación eléctrica obsoleta. Se instalaron nuevos cuadros de distribución y circuitos, incluso luminarias de emergencia y señalización, con resolución de empotramientos, carriles y falseados para alojar los circuitos.
- 11) Restauración de luminarias primitivas de diseño específico y sustitución del resto. Reposición de luminarias exteriores incluidas las del claustro y la exterior monumental.
- 12) Instalación de aseo accesible al público en trastero bajo escalera del coro.
- 13) Instalación de red de riego por goteo y aspersores y reposición del ajardinamiento.

6. CONCLUSIONES

La Iglesia de San Nicolás en el Grao de Gandía es una de las obras menos conocida y no por ello menos interesante de Eduardo Torroja. El fallecimiento del ingeniero antes de la finalización de las obras quizá haya contribuido a la escasa difusión del proyecto.

Torroja recibió el encargo de D. Juan Miñana de modo directo. No se trató una colaboración de cálculo de estructura para un arquitecto sino que se le considera el autor del edificio. Al frente del proyecto puso al arquitecto Gonzalo Echegaray, colaborador suyo en el ITCCET, y con quien ya había trabajado en la sede definitiva del ITCCET en Costillares. Se trata por tanto de una idea estructural de Torroja que Gonzalo Echegaray ha sabido pulir arquitectónicamente para convertirla en una joya a nivel estético y funcional.

A la vista del estudio de la documentación arquitectónica podemos resaltar:

- El edificio está en un emplazamiento privilegiado, rodeado por el puerto en dos de sus tres lados. No se trata de un edificio aislado sino que su integración urbana es total. La casa abadía y el claustro dialogan con las alineaciones pero retranqueadas para dotar al espacio urbano de proporcionalidad. La iglesia gira buscando el asoleamiento y generando un espacio que se percibe como plaza gracias a la incorporación de parte del solar a la calle.
- El edificio es de un lenguaje arquitectónico impecable del que cabe destacar lo novedoso en cuanto a rotundidad del volumen, de elevada altura y afectando por igual a toda la extensión del templo. De este modo el propio templo ejerce de reclamo. El campanario, rótula entre casa abadía e Iglesia, da el contrapunto a la horizontalidad del claustro. La Iglesia
- está perfectamente diseñado a nivel funcional: Resuelve el aumento de aforo en los meses de afluencia de turistas con la incorporación del claustro. Por otra parte Vestíbulo-Baptisterio y Sacristía Capillas ocupan volúmenes de menor altura de forma muy elegante, dejando que la gran cubierta acoja un sólo espacio.
- Torroja poseía una idea previa de Iglesia que llevó al Grao de Gandía cuando recibió el encargo: dos cubiertas trabajando como vigas apoyadas en los testeros que salvan una luz de 27 m y con lucernarios longitudinales que evidenciaran su falta de apoyo en los muros laterales y entre ellas. Con esta idea pretendía resaltar el valor espiritual del edificio al convertirse en un gran volumen de hormigón que parece flotar, dando entender que la espiritualidad eleva al hombre a pesar de su condición terrenal.
- Torroja fue además de un gran Ingeniero, un gran arquitecto. No se contenta con dar respuesta funcional a un planteamiento. Para él lo más importante es la creatividad, que viene de la mano de la imaginación y la inspiración y de modo que sus estructuras evocan emoción estética de modo conceptual.
- Al desarrollar esa idea cambió las dos láminas cuarto de circunferencia iniciales por las láminas en Z y en L invertida. Formalmente la idea inspiradora con láminas cilíndricas recuerda a la ya utilizada en el Frontón de Recoletos.

- Al sustituir las superficies de revolución por láminas plegadas entra en juego el Postesado que se convierte en un elemento fundamental de la estructura. Torroja lo emplea con maestría demostrando una intuición genial de las tensiones y deformaciones del edificio.
- Para reforzar la estructura hace uso también de unas costillas que tienen una relación directa con los refuerzos que podrían haber evitado el colapso del Frontón de Recoletos, ideados por el ingeniero para reforzar las láminas a flexión transversal
- Junto a la gran labor del Ingeniero se une la del arquitecto Gonzalo Echegaray también en el diseño del mobiliario, del pintor Miguel Cillero y el escultor Nassio Bayarri que supieron crear mediante un mural abstracto continuo de piezas cerámicas un telón de fondo moderno y espectacular.
- A nivel constructivo destacan los cerramientos, donde Torroja confía en la impermeabilidad que da el postesado a las láminas de hormigón para resolver las cubiertas en sólo 10 cm. Los muros, además de las láminas de 15 cm, los constituyen paramentos de ladrillo cara vista con elementos sobresalientes que le confieren ritmo a la fachada junto con las gárgolas de cubierta. Los muros están doblados con cámara y tabique interior enlucido de yeso, sin aislamiento térmico. Esta solución era habitual en los edificios, especialmente en los públicos en los años anteriores a la crisis energética de los 70. En el caso de las Iglesias se confiaba el confort higrotérmico en gran parte a la masa de los cerramientos, que empezó a menguar con la aparición de las estructuras de hormigón.

A nivel estructural, se ha comparado el cálculo realizado a mano por el ingeniero, con el análisis realizado mediante un modelo de E.F. y cálculo por ordenador. No sólo emplea su intuición para el diseño de la estructura sino también para su dimensionado. Su conocimiento del comportamiento de las estructuras es tan acertado que puede aproximarse bastante al comportamiento real con los medios de cálculo de la época.

- El comportamiento resistente de la cubierta es el siguiente: Las costillas rigidizan las láminas frente a la flexión y evitan los efectos de inestabilidad. Un sistema de tendones postesados situados en las cubiertas reducen los efectos de torsión y flexión transversal debidos a la sección abierta de las láminas. Un sistema de tendones en las vigas-muro combaten los esfuerzos de flexión longitudinal, permitiendo salvar una luz de 27m. el postesado mantiene las láminas prácticamente comprimidas. El apoyo de las láminas es rígido en un lado y en el otro sobre una doble articulación que lo libera del desplazamiento horizontal, simplificando el cálculo y absorbiendo las deformaciones por temperatura o diferidas.
- Se han elaborado dos modelos de E. F. Uno que reproduce la estructura realmente construida incluyendo las láminas plegadas con los tendones postesados, los muros testeros con su doble articulación, el ábside y los soportes del claustro. Se han obtenido resultados para las distintas combinaciones de cargas. El otro, simplificado, trata de reproducir el modelo simplificado de vigas biapoyadas calculado por el ingeniero.
- De la comparación de los resultados, se ha observado una buena correspondencia, dadas las limitaciones del cálculo original entre los resultados obtenidos con el modelo de

EF y los cálculos realizados por Eduardo Torroja. Mejor en el caso del modelo simplificado.

- Respecto de las cargas permanentes, se ha mostrado que la continuidad de la lámina sur en el ábside aporta rigidez en los extremos, reduciendo las tensiones del cálculo como viga biapoyada, mientras que los soportes del claustro alteran los valores esperados de las tensiones en la arista de esta cubierta. Las costillas aportan rigidez a la flexión y sostienen, en voladizo, las láminas horizontales de las cubiertas.
- La correspondencia de valores es especialmente buena para las cargas de pretensado. El sistema de múltiples tendones y anclajes utilizados evitan la concentración de tensiones en el borde de las láminas.
- Las distintas rigideces de las cubiertas de las dos láminas y los soportes del claustro hacen que los desplazamientos horizontales máximos se desplacen de la parte superior en la lámina norte a la inferior en la sur.
- Las tensiones teniendo en cuenta la combinación de cargas más desfavorable se encuentran muy alejadas de la capacidad resistente de los materiales.

Tras casi 40 años de existencia, la Iglesia fue sometida a un proceso de evaluación de patologías llevado a cabo por INTEMAC al que siguió años después la redacción de un proyecto de Rehabilitación integral. En el presente TFM se ha realizado la revisión del documento de Evaluación y del proyecto de Rehabilitación. De ello se puede concluir:

- Los elementos habían sufrido la natural degradación fruto del paso del tiempo y del ambiente agresivo de cloruros de la orilla del mar.
- Se sustituyeron impemeabilizaciones de cubiertas, revestimientos exteriores, acabados interiores así como carpinterías y se renovaron todas las instalaciones.
- Se repararon puntualmente elementos de hormigón armado en pilares del claustro, campanarios y fachadas Sur y Este que se encontraban afectados por la corrosión.
- Cabe destacar que ninguna de las láminas de hormigón sometidas a postesado presentaba signos exteriores de corrosión de las armaduras. Ello se debe a que el postesado comprime al hormigón evitando la fisuración por tracción, y mejorando de esta forma la durabilidad de la estructura..

Como posibles campos de investigación futura o intervención, podríamos destacar:

- A nivel arquitectónico, la elaboración de la documentación para promover la declaración de la Iglesia como BIC. En la rehabilitación se hizo un gran esfuerzo por devolver a la Iglesia su imagen, a parte de con la rehabilitación, con la eliminación de elementos impropios acumulados con el uso y el paso del tiempo. Es vital y más en el caso de una Iglesia, donde suele cambiar la persona responsable, definir los parámetros de las actuaciones que se pueden realizar en el edificio para evitar que sea necesaria otra intervención de esa magnitud antes de 30 años.

- Estudio y ejecución de la rehabilitación energética del edificio. En este caso sería importante el empleo de medios para aislar térmicamente el edificio de modo que se permitiera su uso de un modo sostenible. Es importante realizarlo sin alterar su imagen exterior o interior, debido al alto valor cultural que posee.
- A nivel estructural se puede profundizar en campos como la influencia de los pilares del claustro en el comportamiento de la estructura; el efecto de la continuidad de la lámina Sur; El estudio de posibles pérdidas de tesado a largo plazo y la posibilidad de retesado con el Método Barredo; Someter a estudio el modelo de E.F. a cargas dinámicas para prever su comportamiento a sismo: Gandía posee, según NCSE-02, una aceleración horizontal característica de la superficie del terreno igual a 0,7 veces la gravedad y un coeficiente de contribución $K=1,0$. La idea de poner en valor un edificio de tales características incluye la de preservarlo, prediciendo su comportamiento y poniendo los medios preventivos necesarios.
- A nivel constructivo: Posible aplicación del pretensado o postesado para aumentar la durabilidad de las estructuras de hormigón. Estudios de posibles aplicaciones sostenibles y viables económicamente.

BIBLIOGRAFÍA

- Alemán, A. (1999) Nota necrológica. *Materiales de construcción*, vol. 49 nº 253, pp 45
- ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005
- Alonso, A. *ANGLE. Structural Analysis Software for Finite Elements. Developed by A. Alonso*. Department of Mechanics of the Continuous Medium and Theory of Structures. Universitat Politècnica de València. Spain.
- Antuña, J.(2002) *Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Arredondo, F., Benito, C., Echegaray, G., Nadal, J., Páez, A. y del Pozo, F. (1977). *La Obra de Eduardo Torroja (1ª ed.)*. Madrid: Instituto de España. 1977.
- Barredo, R. (1955) Pretensado Sistema Barredo. *Informes de la Construcción*, nº 70.
- Barredo, R. (1960) Realizaciones en estructuras con armaduras postesas. *Revista de la Asociación Técnica Española del pretensado. Hormigón y Acero*, nº 54. pp. 591-599.
- Barredo, R. (2008) Entrevista a Rafael Barredo Valenzuela Ingeniero CCyP. *Revista del Colegio de Ingenieros de CCyP de Galicia*, nº6. pp 23-24
- Borcha, S. (2000). Las estructuras laminares de Eduardo Torroja. En Jordá, C. (Ed.) *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado* (pp. 119-150). Valencia: Vicerrectorado Cultura UPV.
- Cassinello, F (1970) El hormigón pretensado en la arquitectura española. *Revista de la Asociación Técnica Española del pretensado. Hormigón y Acero*, nº 96. pp. 81-89.
- Cassinello, P. (2007). La relevante labor del Instituto de la Construcción y del Cemento en el desarrollo del hormigón pretensado: Material, Técnica y Arquitectura. En González, F. (Ed.). *Miguel Fisac. Huesos varios* (pp 236-251). Madrid: Fundación COAM.
- Chías, P. y Abad, T. (Eds.)(2005). *Eduardo Torroja. Obras y Proyectos*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja.
- Colegio de Ingenieros CCyP (1979). *La modernidad en la Obra de Eduardo Torroja (1ª ed.)* Madrid: Autor y Ediciones Turner. 1979.
- Echegaray, G. (1958) Anteproyecto de Iglesia Parroquial en el Grao de Gandía. Madrid. Julio de 1958.
- Echegaray, G. (1959) Planos modificados de Proyecto de Iglesia Parroquial y Casa Abadía en el Grao de Gandía. Madrid. Noviembre de 1959.
- Echegaray, G. (1959) Proyecto de Iglesia Parroquial y Casa Abadía en el Grao de Gandía. Madrid. Julio de 1959.
- Echegaray, G. (1964) Moderna iglesia: Grao de Gandía, Valencia. *Informes de la Construc-*

ción, vol. 16 nº 157, pp. 5-17

Fernández, J (1999) *Informe sobre el estudio de daños que presenta el edificio de la Iglesia parroquial de San Nicolás, sita en el Grao de Gandía, Valencia*. Laboratorios Intemac. Madrid

Fernández, J.A. y Navarro J.R. (1999). Eduardo Torroja. Ingeniero, Engineer (1ª ed.) Madrid: Pronaos. 1999.

García, R. (2007) Láminas plegadas de hormigón armado. Realizaciones en España, *Actas del V Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Burgos, pp. 367-378.

García, R. (2013) Dos décadas de estructuras plegadas de hormigón. Inicio y ocaso de un movimiento. *Informes de la Construcción Vol. 65, nº529*, pp 27-39

Gere J. *Timoshenko S. Mechanics of Materials*. Nelson Engineering (4ª ed.); 1996

González, F. (Ed.) (2007). *Miguel Fisac. Huesos varios* (1ªed.). Madrid: Fundación COAM. 2007

Isler, H.(2003). Eduardo Torroja and IASS: The International Association for Shell Structures. En Levi, F., Chiorino, M.A. y Bertolini, C. (Eds.) Eduardo Torroja: from the philosophy of structures to the art and science of building (pp. 48-54) Milán: Franco Angeli.

Jordá, C. (Ed.) (2000). *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado* (1ªed.). Valencia: Vicerrectora de cultura UPV. 2000.

Kowal Z, Szychowski A. Experimental determination of critical loads in thin-walled bars with Z-section sub-jected to warping torsion. *Thin-Walled Structures*, nº 75, pp. 87–102

Lafuente, I. (2001) *Proyecto Básico y de Edificación: Restauración de estructura y obras de conservación*. Valencia: Visado CTAV 16/11/2011

Lafuente, I. (2003) *Proyecto Básico y de Edificación: Restauración de estructura y obras de conservación. Segunda Fase*. Valencia: Visado CTAV 23/06/2003

Lafuente, I. (2004) *Proyecto Básico y de Edificación: Restauración de estructura y obras de conservación. Tercera Fase*. Valencia: Visado CTAV 12/11/2004

Lozano-Galant JA, Paya-Zaforteza I. Structural analysis of Eduardo Torroja's Frontón de Recoletos' roof. *Engineering Structures* 2011; 33(1):843–54

Levi, F., Chiorino, M.A. y Bertolini, C. (Eds.)(2003). Eduardo Torroja: from the philosophy of structures to the art and science of building. Milán: Franco Angeli. 2003

Martínez, A.(2002-2003) Formigó diví i Llum humana: Religiositat i Modernitat en les Esglésies d'estiueig del Sud Valencià (1959-1974). *Aguaits*, nº 19-20, pp.97-128

Nadal, J. (1960) *Proyecto de estructura para una Iglesia Parroquial*. Madrid.

Sala, R (Ed.) 50 Aniversario Iglesia de San Nicolás. Grao de Gandia: Parroquia San Nicolás

de Bari. 2012

Sala, R. (Ed.) *Sant Nicolau del Grao de Gandía. 50 Aniversari*. Grao de Gandia: Parroquia de Sant Nicolau, Instituto Eduardo Torroja, CSIC. 2012

Sondeos, Inyecciones y Pilotes, S.A. (1960) *Informe de cimentación con pilotes de hormigón armado "in situ" del Centro Parroquial del Grao de Gandía*. Madrid.

Sosa, P.M. (2000). El diseño vivo de las estructuras de Eduardo Torroja. En Jordá, C. (Ed.) *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado* (pp. 165-182). Valencia: Vicerrectorado Cultura UPV.

Szychowski A. (2014) A theoretical analysis of the local buckling in thin-walled bars with open cross-section subjected to warping torsion. *Thin-Walled Structures*, nº 76, pp.42–55

Torroja, E (1957) Las formas laminares. En Colegio de Ingenieros CCyP. (Ed.) *La modernidad en la Obra de Eduardo Torroja* (pp 69-106)) Madrid: Autor y Ediciones Turner. 1979.

Torroja, E. (1957b). *Razón y ser de los tipos estructurales* (1ª ed.). Madrid: Colegio de Ingenieros de CCyP. 1957.

Torroja, E. (1958). *Las Estructuras de Eduardo Torroja* (1ª ed.). Madrid: Centro de Publicaciones Ministerio de Fomento. 1999.

Torroja, E. (1962) Iglesia en Gandia. *Informes de la Construcción*, nº 137, pp. 148-76

Torroja, J.A. (2000). El genio y el ingenio en la obra de Eduardo Torroja. En Jordá, C. (Ed.) *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado* (pp. 77-94). Valencia: Vicerrectorado Cultura UPV.

Torroja, J.A. (2005). Eduardo Torroja. Una visión personal. En Chías, P. y Abad, T. (Eds.) *Eduardo Torroja. Obras y Proyectos* (pp. 11-35). Madrid: Instituto Eduardo Torroja.

ANEJO I: Reportaje fotográfico. Rehabilitación de la Iglesia.

I.a. Estado previo. (I. Lafuente, 2001)

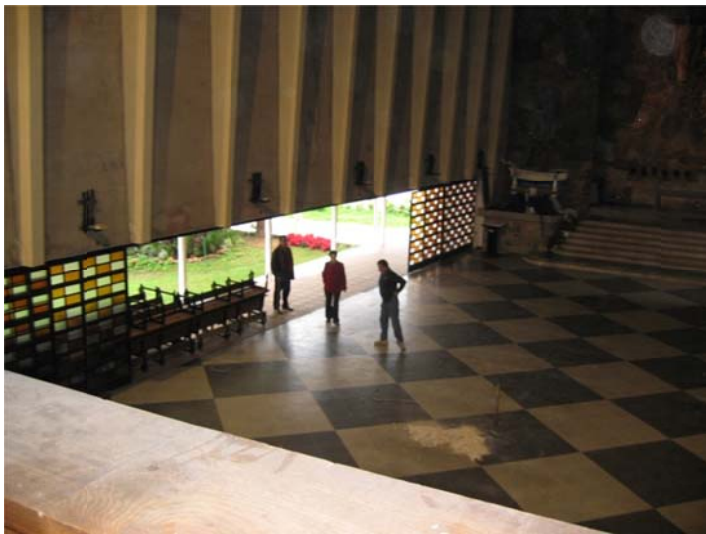






I.b. Obras (I. Lafuente, 2001, 2003, 2004)

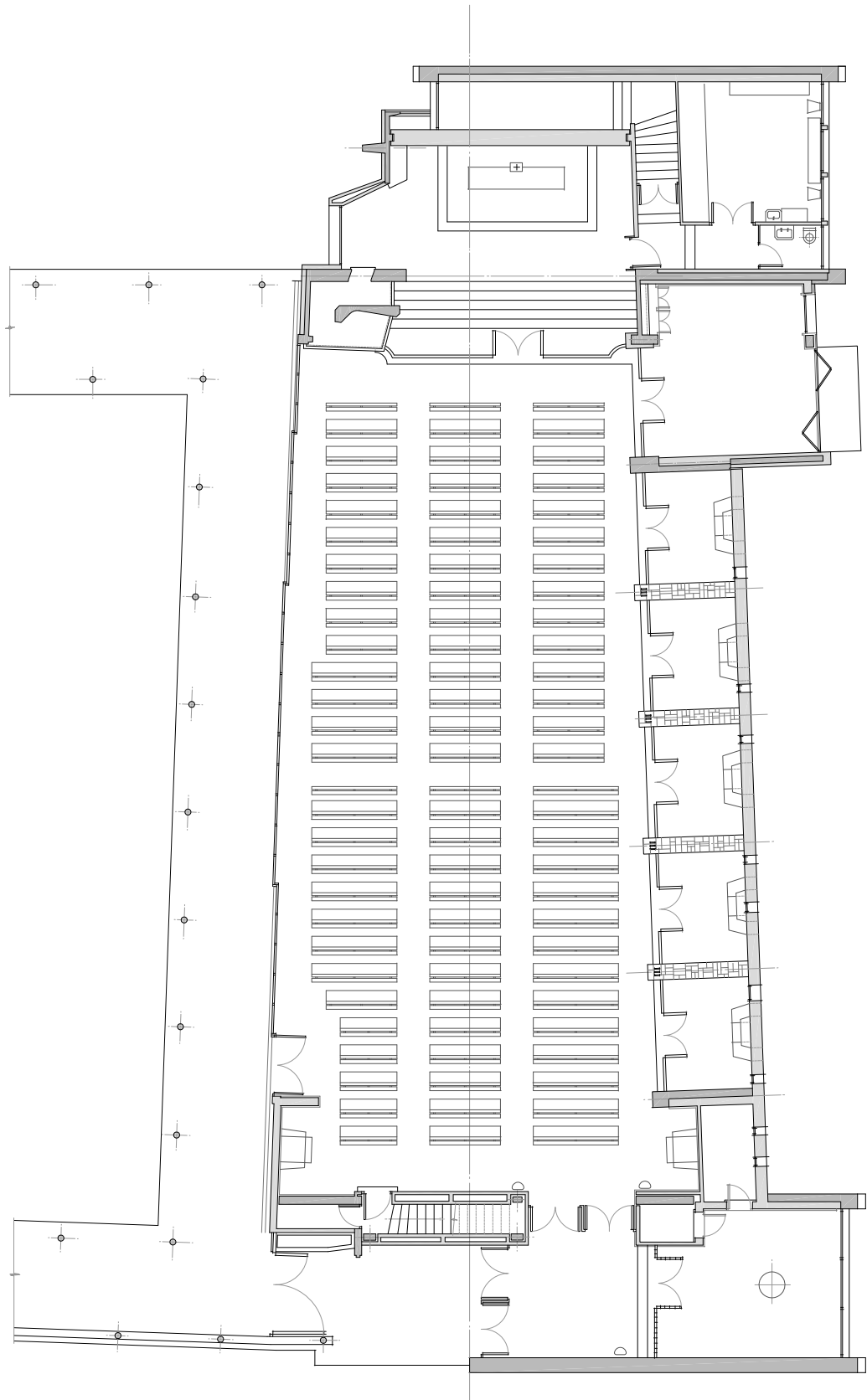


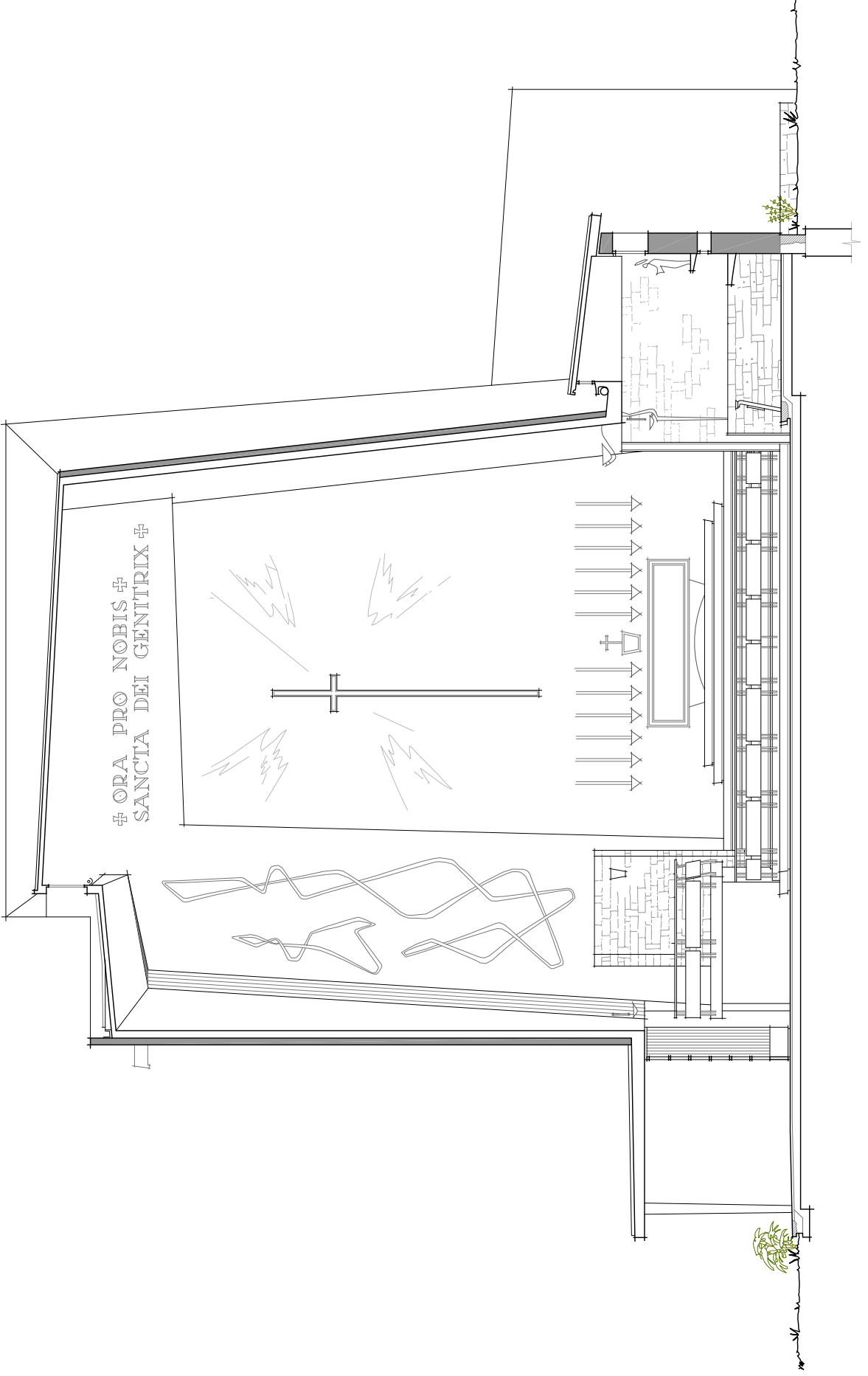






ANEJO II: Levantamiento Planimétrico.





✠ ORA PRO NOBIS ✠
SANCTA DEI GENTRIX ✠

