

El Crystal Palace de Nueva York y su contribución en la historia de las construcciones metálicas

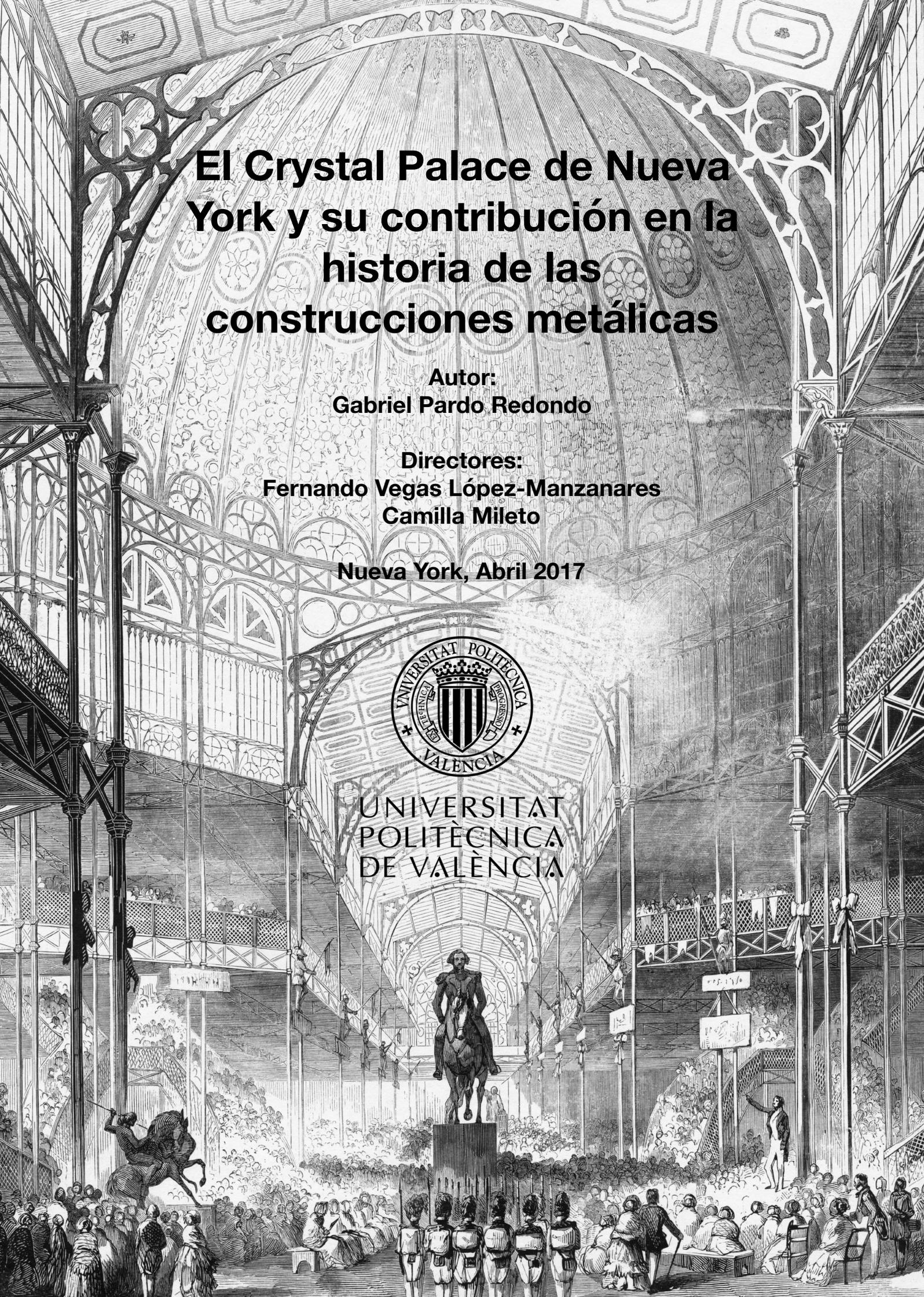
**Autor:
Gabriel Pardo Redondo**

**Directores:
Fernando Vegas López-Manzanares
Camilla Mileto**

Nueva York, Abril 2017



**UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA**



El Crystal Palace de Nueva York y su contribución en la historia de las construcciones metálicas

Tesis doctoral

Autor:

Gabriel Pardo Redondo

Directores:

Camilla Mileto

Fernando Vegas López-Manzanares

Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universitat Politècnica de València
Programa de Doctorado en Arquitectura, Edificación, Urbanística y Paisaje



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Nueva York, Abril 2017

Créditos maquetación, textos y portada: Gabriel Pardo Redondo

Imagen de portada: *Interior of the Crystal Palace* (1853). Publicado en: Emmet Collection of Manuscripts Etc. Relating to American History. Book's History of New York, Vol. 6. Obtenido de: The Miriam and Ira D. Wallach Division of Art, Prints and Photographs: Print Collection, The New York Public Library.

A vosotras.

*Alrededor del palacio, más alto, más hermoso y más amplio
que ninguno que haya habido hasta ahora,
la maravilla moderna de la Tierra, que supera a las siete de
la historia
y se eleva, grada tras grada, con fachadas de hierro y
cristal,
alegando al sol y al cielo, matizada con los colores más
vivos,
bronce, lila, huevo de petirrojo, azul marino y carmesí,
sobre cuya dorada cúpula ondearán, tras tu bandera,
Libertad,
las banderas de los Estados y de todos los países,
y se arracimará una estirpe de palacios altos y hermosos,
pero menores.*

*Entre sus muros se iniciará cuanto promueva una vida
humana perfecta:
se probará, se enseñará, se perfeccionará, se exhibirá
visiblemente.
No sólo las obras y productos del mundo, todo con lo que se
comercia,
se representará aquí: también a todos los trabajadores del
mundo.*

Canto de la exposición. *Hojas de hierba*. Walt Whitman
(1819-1892) describiendo el Crystal Palace de Nueva York.

Resumen

Las estructuras metálicas en la arquitectura moderna han permitido a arquitectos e ingenieros diseñar los edificios más esbeltos y altos jamás construidos.

A inicios del siglo XIX, el hierro como elemento estructural comenzó a utilizarse en los países más desarrollados industrialmente, como Reino Unido y Francia. En 1851, se celebró la Exposición Universal de Londres, construyéndose para la ocasión el primer Crystal Palace; que fue el primer edificio de grandes proporciones realizado con una estructura de hierro y vidrio. Tras el éxito de la exposición y su edificio, varias ciudades construyeron sus palacios de cristal para albergar una nueva exposición internacional. Dublín y Nueva York, en 1853, y Múnich, en 1854, construyeron magníficos edificios expositivos empleando este innovador sistema estructural.

En el caso de Nueva York, el edificio del Crystal Palace se construyó en los albores de la Gilded Age estadounidense (1870-1900), una época de gran crecimiento económico e industrial. La ciudad de Nueva York, entre 1850 y 1900, cuadruplicó su población, y paso de ser una ciudad compuesta de pequeños edificios de albañilería, a la ciudad pionera de la arquitectura en altura, desarrollando los primeros rascacielos y posicionándose como un referente de la tecnología edificatoria.

El elemento clave para el crecimiento urbanístico de la ciudad fue el desarrollo de los edificios de estructura metálica, que empezaron a construirse con posterioridad al edificio del Crystal Palace (1853). El edificio tenía una planta octogonal de dos alturas, con un diámetro de 120,3 m; dos galerías centrales de mayor altura definían los dos ejes del edificio, que interaccionaban en el centro en ángulo recto. En el crucero se levantaba una cúpula metálica sin precedentes de 30 m de diámetro. Fue el primer edificio de estas características en Estados Unidos construido en su totalidad con estructura metálica; su plazo de ejecución, de 10,5 meses, puso de manifiesto las posibilidades de esta tipología constructiva.

La expansión económica posterior a la construcción del edificio en Nueva York demandaba una gran cantidad de edificios industriales para albergar las nuevas empresas que se iban asentando cerca del núcleo urbano de la ciudad. Los edificios con estructura metálica posibilitaron este desarrollo y potenciaron la industria de la construcción metálica. Estos primeros edificios definieron una nueva tipología arquitectónica, el *cast-iron architecture* o edificios de fundición, que permitían mayores luces, menor tiempo de ejecución y menor coste, a la vez que poseían un prestigio adicional al utilizar los materiales más avanzados de la época.

En la década de 1880, los edificios de fundición empezaron a dar paso a los primeros edificios de más de diez alturas realizados con estructura híbrida de hierro y albañilería. En la última década del siglo XIX, la introducción del acero a precios competitivos, la experiencia previa adquirida y los métodos de diseño de estructuras metálicas desarrollados en

la ciudad, posibilitaron la construcción de los primeros edificios rascacielos que definirían la silueta de Manhattan.

Esta tesis doctoral tiene como objetivo explicar cuál fue el papel del edificio del Crystal Palace de Nueva York (1853) en el desarrollo de los primeros edificios metálicos y los posteriores rascacielos con esqueleto de acero en Estados Unidos. Para ello, se ha estudiado el edificio desde diferentes perspectivas. En una primera línea de estudio, se ha investigado el edificio en profundidad, analizando desde su concepción hasta su construcción. Al mismo tiempo, se ha elaborado una investigación de los diferentes tipos de materiales y hierros utilizados en su estructura, examinando factores como su fabricación o el estado de la industria en la época. También se ha analizado la estructura del edificio y sus elementos más representativos, utilizando los parámetros de cálculo originales -que ha sido fuente de otra investigación paralela- y métodos de cálculo modernos, con el fin de establecer cuál era el estado del arte de la ingeniería del momento. Una cuarta línea de investigación ha sido la realización de un macroestudio catalogando cientos de edificios de estructura metálica construidos en la segunda mitad del siglo XIX y ubicados en la ciudad de Nueva York, con la finalidad de confirmar la influencia del Crystal Palace en las construcciones metálicas.

Palabras clave

Historia de las estructuras, análisis estructural, construcciones históricas, hierro de fundición, hierro forjado, exposiciones universales/internacionales, Crystal Palace, edificios de fundición, Nueva York.

Resum

Les estructures metàl·liques en la arquitectura moderna, han permès a arquitectes i enginyers dissenyar el edificis mes esvelts i alts mai construïts.

A inicis del segle XIX, la utilització del ferro com a element estructural començà a utilitzar-se en els països amb mes desenvolupament industrial, com Regne Unit amb França. En 1851, es celebrà la Exposició Universal de Londres amb la construcció del Crystal Palace; fou el primer edifici de grans dimensions realitzat amb una estructura de ferro i vidre. Després de l'èxit de la exposició i el seu edifici, varies ciutats construïren el seus palaus de vidre per a acollir una nova exposició universal. Dublín i Nova York, en 1853, i Munich, en 1854, construïren magnífics edificis emprant aquest innovatiu sistema estructural.

En el cas de Nova York, l'edifici del Crystal Palace es construï en el albor de la Gilded Age nord-americana (1870-1900), que fou una època de gran creixement econòmic e industrial. La ciutat de Nova York, entre 1850 i 1900, quadruplicà la seua població, i passà de ser una ciutat composta de xicotets edificis d'obra, a la ciutat pionera de l'arquitectura en altura, desenvolupant el primers gratacels i posicionant-se com un referent de la tecnologia edificadora.

El element clau per al creixement urbanístic de la ciutat fou el desenvolupament de edificis amb estructura metàl·lica, que començaren a construir-se posteriorment a l'edifici del Crystal Palace (1853). L'edifici tenia una planta octogonal de dos altures, amb un diàmetre de 120,3 m; dos galeries centrals de major alçada definien el dos eixos del edifici, que interseccionaven en el centre en angle recte. En el creuer s'alçava una cúpula sense precedents de 30 m de diàmetre. Fou el primer edifici d'aquestes dimensions en Estats Units construït en la seua totalitat amb estructura metàl·lica; el seu termini de execució, de 10,5 mesos, posà de manifest les possibilitats d'aquesta nova tipologia constructiva.

L'expansió econòmica posterior a la construcció de l'edifici en Nova York demanava una gran quantitat de edificis industrials per acollir les noves empreses que començaven a assentar-se prop del nucli urbà de la ciutat. Els edificis amb estructura metàl·lica possibilitaren aquest desenvolupament i potenciaren la indústria de la construcció. Aquest primers edificis definiren una nova tipologia edificadora i arquitectònica, el *cast-iron architecture* o edificis de fundició, que permetien majors llums, menors temps de execució i menor cost, al mateix temps que posseïen un prestigi adicional al utilitzar el materials mes avançats de la època.

En la dècada de 1880, el edificis de fundició van començar a donar pas als primers edificis de mes de deus altures realitzats amb una estructura híbrida de ferro i obra. En la última dècada del segle XIX, la introducció de l'acer a preus competitius, la experiència prèviament adquirida i els mètodes de disseny de estructures metàl·liques desenvolupats

en la ciutat, possibilitaren la construcció dels primers gratacels que definirien la silueta de Manhattan.

Aquesta tesi doctoral té com objectiu explicar quin va ser el paper de l'edifici del Crystal Palace de Nova York (1853) dins del desenvolupament dels primers edificis metàl·lics i els posteriors gratacels amb esquelet d'acer en Estats Units. Amb aquest objectiu, s'ha estudiat l'edifici desde diferents perspectives. En una primer línia d'estudi, s'ha investigat l'edifici en profunditat, analitzant desde la seua concepció fins a la seua construcció. Al mateix temps, s'ha elaborat una investigació dels diferents tipus de materials i ferros emprats en l'estructura, examinant factors com la seua fabricació o l'estat de l'indústria en l'època. Per altra banda, s'ha analitzat l'estructura de l'edifici i els seus elements més representatius, utilitzant els paràmetres del càlcul originals -que han sigut part d'altra investigació paral·lela- i mètodes de càlcul moderns, amb el fi d'establir quin era l'estat del art de la enginyeria del moment. Una quarta línia d'investigació ha sigut la realització d'un macroestudi catalogant centenars d'edificis amb estructura metàl·lica construïts en la segona meitat del segle XIX en Nova York, amb la finalitat de confirmar la influència del Crystal Palace en les construccions metàl·liques.

Paraules clau

Historia de les estructures, anàlisi estructural, construccions històriques, ferro de fundició, ferro forjat, exposicions universals/interacionals, Crystal Palace, edificis de fundició, Nova York.

Abstract

Metal Structures in modern architecture have allowed architects and engineers to design the highest, most slender buildings ever erected.

At the beginning of the 19th century, iron, as a structural material, started to be used in the most developed countries, such as the United Kingdom and France. In 1851, a building called the Crystal Palace was built for the London Universal Exhibition; it was the first large-scale building ever made with iron structure and glass. Following the success of both, exhibition and building, several cities carried out projects to build their own crystal palaces to held new international exhibitions: Dublin and New York in 1853 and Munich in 1854, built magnificent exhibition buildings using this innovative structural system.

In New York, the Crystal Palace was built in the preamble of the American Gilded Age (1870-1900), a period of great economic and industrial growth. The city of New York quadrupled its population from 1850 to 1900, evolving from a regular city built up of small masonry buildings to the pioneering city of high-rise architecture, developing the first skyscrapers, and becoming a building technology benchmark.

The key element that allowed such urban growth was the development of metal structure buildings, which started to be built after the Crystal Palace (1853). The two-story building had an octagon-shaped floor plan of 120.3 meters of diameter; two higher central galleries defined the two major building axes, intersecting in the center at right angles. The intersection was crowned with an unprecedented thirty-meter diameter dome. It was the first building of this size in the United States to be entirely built of metal structure; completed in 10.5 months, demonstrated the possibilities of this constructive typology.

The economic expansion during the period after the construction of the building required a large number of industrial buildings to house new companies. Metal-frame buildings made possible this development and boosted the metal construction industry. These first buildings defined a new architectural typology, the cast-iron architecture, that allowed larger spans, reducing cost and time while using the most advanced materials of the time.

In the 1880s, the cast iron buildings began to decline due to the appearance of the first more-than-ten story buildings, made with and hybrid iron-masonry structure. During the last decade of the nineteenth century, a combination of three factors enabled the construction of the first skyscraper buildings that would start to define the unique New York skyline: the introduction of affordable steel, the previous experience acquired, and the development of calculation methods for designing metal structures.

This research thesis aims to explain the role of the New York Crystal Palace (1853) in the development of the first metal-frame buildings and the following steel-skeleton skyscrapers in the United States. The building has been studied from different perspectives. A

first line of study analyzes the building in depth, from its conception to its construction. This process includes a research on the different types of materials and iron used for the structure, incorporating factors such as the iron-making process and the state of the industry at the time. The structure of the building and its most representative elements have also been analyzed, combining original calculation parameters -which have been the result of a parallel research- with modern calculation methods, in order to understand the state of the engineering science at the time. A fourth line of investigation covers a macro-study to classify hundreds of cast-iron buildings erected during the second half of the nineteenth century in the city of New York; the ultimate goal of this investigation line is to confirm the influence of the Crystal Palace in the subsequent metal structures.

Key words

History of structures, structural analysis, historic constructions, cast iron, wrought iron, universal/international exhibitions, Crystal Palace, New York.

Agradecimientos

Agradezco la inestimable ayuda prestada por el personal de los archivos consultados durante esta investigación, especialmente a la New York Public Library y al personal del Museo de la ciudad de Nueva York.

Gracias a mi familia por sus innumerables muestras de apoyo, y en especial a mi madre por cruzarse el atlántico siempre que hiciera falta.

Gracias a mi sol, por darme luz y hacer posible lo imposible. Porque sólo una súper heroína como tú, es capaz de mantener el mundo girando mientras se hace cargo de otros cuatro mundos.

Gracias a Gala, porque sin saberlo me ha dado las fuerzas para completar este proyecto.

Especiales gracias a Donald por ser fuente de inspiración y compartir su inagotable conocimiento, por enseñarme cada día a ser mejor ingeniero; por explicarme cómo cuidar y respetar a nuestros clientes, las estructuras históricas. Gracias por su comprensión y por confiar en mí incondicionalmente.

Esta tesis no existiría si no fuera por mis tutores, Camilla y Fernando. Gracias por vuestro tiempo, consejos, confianza y apoyo; no puedo sino expresar mi admiración por vuestro trabajo.

Gracias a todos y todas.

Índice

Bloque I: Introducción y conceptos previos	17
1. Introducción.....	21
1.1. Justificación.....	21
1.2. Objetivos.....	22
1.3. Marco de la investigación.....	22
1.3.1. Estado del arte.....	22
1.3.2. Marco temporal y geográfico.....	23
1.4. Fuentes empleadas.....	23
1.5. Metodología.....	24
1.5.1. Estructura del trabajo.....	24
1.5.2. Dedicación profesional: Ingeniero restaurador.....	25
1.5.3. Trayectoria de la investigación.....	26
2. Conceptos previos.....	31
2.1. Una pincelada histórica.....	31
2.2. Tecnología edificatoria en el siglo XIX.....	32
2.3. Las exposiciones universales: 1853 - 1939.....	37
Bloque II: El edificio del Crystal Palace, su estructura y sus materiales	41
3. El edificio del Crystal Palace.....	45
3.1. La idea de la exposición en Nueva York.....	45
3.2. Descripción del edificio.....	54
3.3. Planos del edificio.....	57
3.4. La construcción.....	74
3.5. Los arquitectos.....	84
3.6. Vida y uso del Crystal Palace.....	88
3.7. Estructura del edificio.....	96
3.7.1. Los cimientos.....	97
3.7.2. Las columnas.....	97
3.7.2.1. Las columnas principales.....	98
3.7.2.2. Las columnas secundarias.....	100
3.7.3. Las vigas.....	101
3.7.3.1. Vigas de hierro de fundición.....	101
3.7.3.2. Vigas ensambladas de hierro forjado y elementos de fundición.....	103
3.7.4. Los arcos de fundición.....	105
3.7.5. Los forjados.....	107
3.7.6. La estructura de cubierta.....	108

3.7.7. La cúpula.....	110
3.7.8. Las torres.....	112
3.8. Elementos no estructurales del edificio.....	113
3.8.1. Fachadas.....	113
3.8.2. Las escaleras.....	115
3.9. Materiales estructurales utilizados.....	117
3.9.1. El hierro de fundición o hierro colado.....	121
3.9.2. El hierro forjado.....	127
3.9.3. El Vidrio.....	132
4. Estudio y análisis estructural a través de la ingeniería forense.....	139
4.1. Análisis formal de la estructura y su diseño.....	140
4.2. Historia del diseño de estructuras en el siglo XIX.....	143
4.3. El ingeniero civil en Estados Unidos en siglo XIX.....	147
4.4. Estudio de las cargas y sobrecargas.....	150
4.5. Estudio de las publicaciones técnicas y las normativas edilicias.....	153
4.5.1. “ <i>Practical Essay on the Strength of Cast Iron and Other Metals</i> ”.	
Hodgkinson, E. y Tredgold, T. 1842.....	153
4.5.2. “ <i>On the Application of Cast and Wrought Iron to</i>	
<i>Building Purposes</i> ”. Fairbairn, W. 1854.....	155
4.5.3. “ <i>Session Laws of New York</i> ”. 1860.....	157
4.5.4. “ <i>The civil engineer’s pocket-book, of mensuration, trigonometry,</i>	
<i>surveying, hydraulics, etc.</i> ”	
Trautwine, J. C. 1874.....	157
4.5.5. “ <i>Laws Relating to Buildings in The City of New York</i> ”. 1887.....	160
4.5.6. “ <i>The Building Code of The City of New York</i> ”. 1901.....	162
4.5.7. “ <i>New Code of Ordinances of the City of New York. Adopted June 20</i>	
<i>1916. With all amendments to January 1, 1922</i> ”.....	164
4.6. Análisis estructural del edificio.....	166
4.6.1. Análisis de las columnas de fundición.....	167
4.6.2. Análisis de las vigas de fundición en forma de celosía.....	170
4.6.3. Análisis de las vigas de celosía de hierro forjado.....	176
4.7. Reflexiones de los resultados.....	180
4.8. Listado de abreviaturas.....	183
Bloque III: Estudio de los primeros edificios con estructura metálica	185
5. Los primeros edificios metálicos, los edificios de fundición.....	189
5.1. Las fundiciones, <i>iron works</i>	191
5.2. Los edificios de fundición.....	195

5.3. El barrio del SoHo.....	204
5.4. El barrio de Tribeca.....	208
5.5. Investigación y macroanálisis de los edificios de fundición.....	211
5.6. Análisis de los resultados.....	222
5.7. Casos de estudio: Restauración en edificios de fundición.....	225
Bloque IV: Conclusiones	239
6. Conclusiones.....	243
6.1. Resultados del estudio del contexto histórico.....	243
6.2. Resultados del estudio del edificio.....	244
6.3. Resultados del estudio de los materiales y la estructura.....	246
6.4. Resultados del estudio de los edificios de fundición.....	249
6.5. Influencias del edificio en la arquitectura.....	249
6.6. Reflexiones finales.....	251
7. Futuras líneas de investigación.....	255
8. Conclusions (English version).....	261
9. Bibliografía.....	273
Bloque V: Anexos	239
Anexo 1. Cálculos del análisis estructural.....	279
Anexo 2. Tabla resumen del estudio de los edificios de fundición.....	331

BLOQUE I

Introducción, objetivos,
metodología y conceptos
previos

1. Introducción

2. Conceptos previos

1. Introducción

1 Introducción

Las estructuras metálicas constituyen una tipología fundamental en el progreso de la tecnología edificatoria en los últimos 170 años. El hierro ha sido utilizado desde época prehistórica datándose, en la zona de oriente medio, en torno al siglo XII a.C. A lo largo de la historia, la utilización del hierro en estructuras metálicas ha sido escasa, empleándose de manera puntual en los edificios para reforzar partes concretas y conexiones. No es hasta el siglo XIX cuando la industria metalúrgica comenzó a desarrollarse gracias a la revolución industrial, y consecuentemente el hierro se volvió más accesible.

En un primer lugar, las estructuras metálicas se utilizaron para puentes y obras civiles, impulsadas por las infraestructuras que se requerían para desarrollar la red de ferrocarriles. A principios del siglo XIX, se empezaron a utilizar elementos de hierro en edificios, en columnas y vigas; y a mitad de siglo, su utilización se empezó a extender, tomando una especial relevancia en los Estados Unidos y particularmente en la ciudad de Nueva York. En apenas medio siglo, entre 1860 a 1900, la ciudad de Nueva York pasó de ser una ciudad portuaria de 700.000 habitantes a una de las urbes más pobladas del planeta, con 3,5 millones de habitantes. Este rápido crecimiento se consiguió en parte gracias al desarrollo de una tecnología edificatoria que se basó en la utilización de las estructuras metálicas para construir los miles de edificios nuevos de este periodo. Esto desembocó, a finales del siglo XIX, en la construcción de los primeros rascacielos, que fueron posibles gracias a la experiencia acumulada en el diseño y construcción de las estructuras metálicas previas.

1.1 Justificación

En Nueva York apenas existen edificios con anterioridad a 1850, y los que han sobrevivido son pequeñas edificaciones sencillas de ladrillo y madera que distan de los rascacielos que predominan la ciudad. Los edificios en altura, o rascacielos, empezaron a construirse en la década de 1880 y definen la idiosincrasia de la ciudad. Esta tesis surge de la curiosidad de comprender cómo y qué ocurrió en menos de 40 años para que la ciudad pasase de ser una sucesión de edificios sencillos de albañilería y madera, a tener estructuras y edificios cuyo diseño y altura no tenían precedentes en ninguna ciudad del mundo.

El logro de la arquitectura en altura derivó de la evolución de los primeros edificios metálicos que florecieron en Nueva York entre 1855 y 1880, los conocidos como edificios de fundición o *cast-iron buildings*. Fue la primera vez en la historia que edificios con estructura metálica se construyeron de forma masiva; solamente en la ciudad de Nueva York se construyeron cientos de ellos¹.

1 En el presente estudio se han clasificado 430 edificios de fundición localizados principalmente en dos barrios. Muchos de estos edificios fueron demolidos en la primera mitad del siglo XX. El autor estima que el total de edificios en la ciudad que se construyeron en el siglo XIX seguramente alcanzaría los mil edificios.

El antecedente de estos primeros edificios metálicos fue el edificio del Crystal Palace, construido para la Exposición Internacional de 1853. El edificio, realizado con una estructura metálica y vidrio, no tenía precedentes en Estados Unidos.

Afortunadamente existe información sobre los edificios de fundición y, además, el autor ha tenido el privilegio de trabajar en decenas de estos edificios únicos. No obstante, no se había estudiado en profundidad cuál había sido el papel del edificio del Crystal Palace en la evolución de los edificios con estructura metálica.

1.2 Objetivos

La base de esta investigación comienza con una profunda investigación del edificio del Crystal Palace de Nueva York de 1853, de su estructura y de los factores que intervinieron tanto en su diseño como en su construcción. El objetivo principal es estudiar la relación y el papel que tuvo el edificio en la evolución de las estructuras metálicas de los grandes edificios en altura en Nueva York. La pregunta a la que responde esta tesis es, por tanto: ¿Qué papel tuvo el edificio del Crystal Palace de Nueva York en la evolución de las estructuras metálicas en Nueva York?

1.3 Marco de la investigación.

1.3.1 Estado del arte

En el siglo XIX los focos industriales de la tecnología edificatoria y del uso de estructuras metálicas se centran en los países europeos, principalmente en Gran Bretaña y Francia. La celebración de las exposiciones universales llevadas a cabo en estas ciudades, como Londres o París, expusieron los últimos avances tecnológicos en la industria y en la construcción. No obstante, a finales de siglo XIX, Estados Unidos, pese a ser un país con escasa tradición tecnológica, se lanzó a la construcción de edificios en altura, utilizando estructuras metálicas y sistemas constructivos hasta la fecha jamás empleados. En el epicentro de esta revolución edificatoria se encontraba la ciudad de Nueva York.

A mediados del siglo XIX, los investigadores británicos Eaton Hodgkinson (1789-1861) y William Fairbairn (1789-1874), fueron los pioneros en desarrollar fórmulas para el cálculo de elementos metálicos a partir de sus ensayos. Las fórmulas desarrolladas eran derivadas de sus ensayos en el laboratorio con piezas reales, por lo que tenían una fuerte base empírica.

Se debe tener en cuenta que los métodos hoy en día ampliamente desarrollados, como son los métodos de resolución de cerchas, el método de Cremona o el de los nudos, no se formularon hasta el último cuarto de siglo XIX, por lo que los arquitectos e ingenieros

basaban gran parte de sus diseños en formulaciones empíricas, que podían funcionar correctamente en elementos sencillos, pero no siempre funcionaban para elementos más complejos como vigas en celosía.

Por otro lado, la utilización del hierro para edificios hasta mediados del siglo XIX era esporádica y no se había desarrollado, porque la industria no era capaz de conseguir precios competitivos, y porque no había tradición en su uso. En Estados Unidos, hasta la construcción del Crystal Palace, existían solamente unos pocos edificios con elementos puntuales metálicos como columnas y vigas.

En el espectro de las obras civiles existían varios ejemplos de puentes realizados con estructura metálica impulsados por la expansión ferroviaria. Los ingenieros civiles empleados en la construcción de estas obras civiles en Estados Unidos, eran normalmente de origen europeo ya que había una escasa tradición de ingenierías en las universidades americanas.

1.3.2 Marco temporal y geográfico

A inicios del siglo XIX la utilización del hierro para estructuras civiles empezó a extenderse principalmente en Inglaterra y también en Estados Unidos. En este siglo se realizaron los mayores avances tanto en la utilización del material como en su diseño y cálculo. A mediados de siglo, la aparición de los palacios de cristal en Londres, Nueva York, Dublín o Múnich, revolucionaron la arquitectura y las estructuras en edificios con sus esqueletos metálicos. En la segunda mitad del siglo XIX comenzó una revolución edificatoria con la utilización de estructuras metálicas principalmente en la ciudad de Nueva York.

El marco temporal abarcado en esta tesis es el siglo XIX, tomando como eje central la fecha de construcción del edificio, 1853. El marco geográfico se centra principalmente en la ciudad de Nueva York, que fue el lugar de construcción del edificio y también el centro de la construcción de edificios metálicos en la segunda mitad del siglo XIX.

1.4 Fuentes empleadas

El edificio del Crystal Palace de Nueva York fue destruido por un incendio en 1858, por lo que tuvo una corta vida de apenas cinco años. Gracias a los diferentes archivos consultados, se han podido reunir decenas de imágenes, planos y descripciones escritas del edificio.

Las principales publicaciones de donde se ha extraído la mayor parte de la información del edificio han sido: [Carstensen & Gildemeister, 1854], [Greeley, 1853], [S/A, G. P. Putnam & Co., 1854], [Silliman & Goodrich, 1854] y [Gleason's Pictorial, 1853-54], destacando la publicación de los arquitectos del edificio Carstensen y Gildemeister.

Los principales archivos utilizados han sido: El archivo de la Avery Library de la Universidad de Columbia en Nueva York, los archivos de la Biblioteca Pública de Nueva York (New York Public Library), los Archivos Municipales de la ciudad de Nueva York (Municipal Archives of the City of New York), los archivos del Museo de la Ciudad de Nueva York (The Museum of the City of New York), los archivos del Museo Metropolitano de Nueva York (Metropolitan Art Museum of New York) y los archivos de imágenes de la Biblioteca del Congreso de los Estados Unidos (Library of Congress).

Han sido múltiples las fuentes empleadas para el análisis estructural del edificio así como para obtener los parámetros de diseño. Cabe destacar las publicaciones de [Timoshenko, 1983], [Tredgold & Hodgkinson, 1842], [Fairbairn, 1857-58] y [Friedman, 1995], así como los códigos edilicios elaborados por la ciudad de Nueva York [Laws of New York, 1860], [NYC Building Code, 1887] y [NYC Building Code, 1901].

Para el estudio de los edificios de fundición y edificios históricos de la ciudad de Nueva York destacan las publicaciones de la Landmarks Preservation Commission de la ciudad de Nueva York ([Landmark's Report, 1973], [Landmark's Report, 1992] y [Landmark's Report, 2010]), así como los libros de [Gayle & Gayle, 1998], [Landau & Condit, 1996] y [Brown, 1924].

Dado que el doctorando ha vivido y trabajado como ingeniero restaurador en la ciudad de Nueva York durante la elaboración de la presente tesis, se ha tenido acceso a decenas de edificios históricos en la ciudad, obteniendo directamente información de los edificios históricos que emplearon estructuras metálicas. El trabajo de ingeniero restaurador (*preservation engineer*) incluye la investigación y análisis de estructuras históricas, además del diseño de sus refuerzos en los proyectos de restauración, para un mayor detalle véase el apartado 1.5.2. Además, durante la investigación de edificios de fundición, se han llevado a cabo numerosas visitas a los barrios de SoHo y Tribeca, principales áreas que aglutinan la mayoría de estos edificios.

1.5 Metodología

1.5.1 Estructura del trabajo

La presente tesis comienza con el estudio del marco histórico y de la tecnología edificatoria en el siglo XIX, incluyendo una breve introducción de las exposiciones universales y de la vida y uso del edificio del Crystal Palace. Esto se recoge en el Capítulo 2.

En el Capítulo 3 se realiza una profunda investigación sobre el edificio, su concepción, sus arquitectos y su construcción. En la descripción de la estructura se desgranar minuciosamente todos los elementos principales con el fin de lograr un profundo entendimiento de

la estructura y para realizar planos de arquitectura y de estructura. Por otro lado, también se han estudiado los materiales utilizados en el edificio, así como su origen y evolución.

Con la información obtenida del estudio del edificio se ha llevado a cabo un análisis de la estructura para averiguar de primera mano cuál era el estado del diseño de estructuras y el conocimiento tecnológico en Estados Unidos en ese momento. Para ello, se ha investigado también la historia de la ingeniería de estructuras en Estados Unidos, además de los libros y códigos edilicios que podían haber sido utilizados para la concepción del edificio. Todo ello se recoge en el Capítulo 4.

Los edificios de fundición fueron la antesala de los edificios con estructuras de acero, léase rascacielos, y, a su vez, los sucesores del Crystal Palace. En el Capítulo 5 se ha investigado cuál fue el impacto del Crystal Palace en estos edificios. Para ello se han estudiado, por un lado las fundiciones, o *ironworks*, encargados de realizar estas estructuras. Y por otro lado, dado que la mayor concentración de edificios con fachadas de fundición se encuentra en Nueva York, se ha realizado un macro-estudio en el que se han catalogado 430 edificios de fundición.

Los resultados de la investigación junto con la interpretación de los datos se recogen en el Capítulo 6.

Los anexos recogen los cálculos realizados (Anexo I) y los datos recolectados de los edificios con fachadas de fundición en forma de tablas (Anexo II).

1.5.2 Dedicación profesional: Ingeniero restaurador

Desde finales de 2011 hasta la actualidad, el doctorando ha trabajado como ingeniero restaurador en la ingeniería Old Structures Engineering P.C. ubicada en la ciudad de Nueva York. Durante este tiempo se ha combinado la investigación de la presente tesis con el trabajo profesional.

El ingeniero restaurador o *preservation engineer* no es una figura todavía muy común en España. Un ingeniero restaurador se puede definir como un ingeniero de estructuras especializado en restauración y edificios históricos, cuya función es analizar y entender las estructuras antiguas para repararlas o reforzarlas, combinando el conocimiento de las estructuras y de los edificios históricos con las técnicas modernas de análisis y diseño estructural.

La ciudad de Nueva York reúne una de las mayores concentraciones de edificios históricos construidos entre 1850 y 1940 en el mundo, siendo un enclave único del patrimonio arquitectónico moderno. Estos edificios, muchos de ellos de gran altura, se realizaron con una gran variedad de diseños, materiales y técnicas que están actualmente en desuso. Es por ello que el ingeniero restaurador tiene una misión fundamental a la hora de entender, adaptar y mantener el patrimonio arquitectónico de la ciudad.

Los proyectos de intervención y restauración que se desarrollan en la ciudad de Nueva York son principalmente para adaptar el edificio a un nuevo uso o programa de necesidades, ya sea residencial, de oficinas, comercial u otros. En ellos participan un todo un elenco de profesionales y especialistas incluyendo desde arquitectos conservadores, a ingenieros metalúrgicos o ingenieros de apuntalamientos.

Los ingenieros restauradores tienen como objetivo evaluar la estructura existente partiendo del conocimiento de cómo fueron construidas, cómo se diseñaron, cuál es su historia, y cómo funciona en su estado actual. Es posible que estas estructuras históricas no estuvieran calculadas en su origen, por lo que el ingeniero restaurador debe basar sus decisiones en la información histórica, la propia experiencia y la ingeniería moderna, para asegurar la conservación del edificio y mantenerlo en servicio a la vez que respeta su historia.

Durante estos años el doctorando ha trabajado en cerca de un centenar de edificios existentes en la ciudad de Nueva York, la gran mayoría de ellos catalogados como edificios históricos. Este bagaje se refleja tanto en la presente tesis como en las diferentes publicaciones y conferencias en las que ha participado.

1.5.3 Trayectoria de la investigación

La trayectoria de esta tesis comenzó a inicios de 2012 y ha discurrido paralelamente con el desarrollo de la carrera profesional y también con las investigaciones realizadas en estructuras históricas (Figura 1.5.4).

Gracias a la experiencia a lo largo de estos años, se han publicado diferentes artículos relacionados con el análisis de estructuras de edificios históricos. Varias de estas publicaciones han estado relacionadas directamente con el tema de la presente tesis y otras investigaciones han aportado gran información sobre las estructuras metálicas, el análisis estructural y los métodos de evaluación estructural.

De entre los artículos publicados relacionados directamente con el edificio, cabe destacar los publicados en 2012 y 2014.



Figura 1.5.1: Cartel de la conferencia internacional SAHC 2012

En 2012, el doctorando junto a Donald Friedman publicaron el artículo “The New York Crystal Palace: Iron Structure without Engineering” presentado en la octava conferencia internacional

sobre análisis estructural de construcciones históricas (8th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions. SAHC 2012) celebrada en Wroclaw, Polonia.

En 2014, el doctorando realizó una investigación sobre el edificio Tower Building construido en Nueva York en 1889 y demolido a principios de siglo XX. El edificio está catalogado como uno de los primeros rascacielos construidos y contaba con una estructura metálica híbrida que no tenía precedentes. A partir de la documentación recabada, se realizó un análisis formal de la estructura. Los resultados de esta investigación se publicaron y se expusieron en la novena conferencia internacional sobre análisis estructural de construcciones históricas (9th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions. SAHC 2014), celebrada en Méjico D. F. El título del artículo fue: “New York’s Tower Building: Structural Analysis of a Proto-Skyscraper” y fue realizado junto al ingeniero Donald Friedman.



Figura 1.5.2: Cartel de la conferencia internacional SAHC 2014

Otras publicaciones realizadas desde el comienzo de la tesis han sido:

En 2014, el doctorando publicó dos artículos en la conferencia internacional Versus 2014 (International Conference on Vernacular Heritage, Sustainability and Earthen Architecture). Los artículos trataban sobre la capacidad estructural de muros de tapia de yeso y el otro artículo sobre la adaptación de la arquitectura vernácula mediterránea en los edificios de Nueva York de finales de siglo XIX y principios del XX.

En 2015, y como parte de la investigación empezando un año antes sobre el Tower Building, se publicó el artículo “Perception of the Tower Building (1889)”, donde se realizó un estudio de la influencia de este edificio en la percepción pública y profesional ante el temor de construir edificios de gran altura y esbeltez. Este artículo se publicó en la 5th International Conference on Construction History celebrada en Chicago.

En 2015, se participó en calidad de coautor en el artículo “Técnicas no destructivas en la práctica de la restauración en EEUU” publicado en *Loggia, Arquitectura & Restauración*, aportando mi experiencia profesional sobre la utilidad de estas técnicas en la evaluación de estructuras históricas.

Paralelamente se ha estudiado en profundidad el edificio del Crystal Palace de Nueva York. Se han realizado planos del edificio a partir de planos encontrados, imágenes y grabados. Una vez el edificio estuvo definido se procedió a analizar cómo se construyó y qué materiales fueron utilizados en su estructura: hierro de fundición, hierro forjado y vidrio.

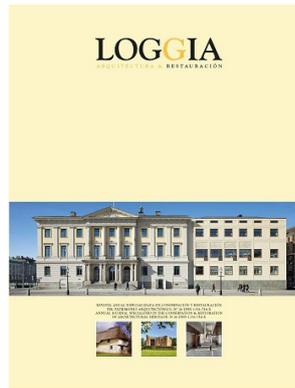


Figura 1.5.3: Otras publicaciones y conferencias

El siguiente paso fue realizar una investigación del estado del arte de la ingeniería en el siglo XIX, así como estudiar las publicaciones técnicas y los códigos edilicios de la época. Con esta información se realizó un análisis estructural de los elementos conocidos, combinando métodos tradicionales de cálculo de estructuras, con métodos modernos como programas de elementos finitos. El objetivo era determinar que tipo de ejercicio racional de cálculo estructural se había aplicado en el diseño del edificio.

En el momento de construcción del Crystal Palace, no existían edificios similares en el país, los edificios que emplearon estructura metálica con posterioridad fueron los edificios de fundición. Por ello, se han catalogado 430 edificios en la ciudad de Nueva York que utilizaron estructura metálica de fundición. Posteriormente, se ha realizado un análisis de los datos obtenidos para establecer si el Crystal Palace tuvo alguna influencia en el desarrollo de estos edificios.

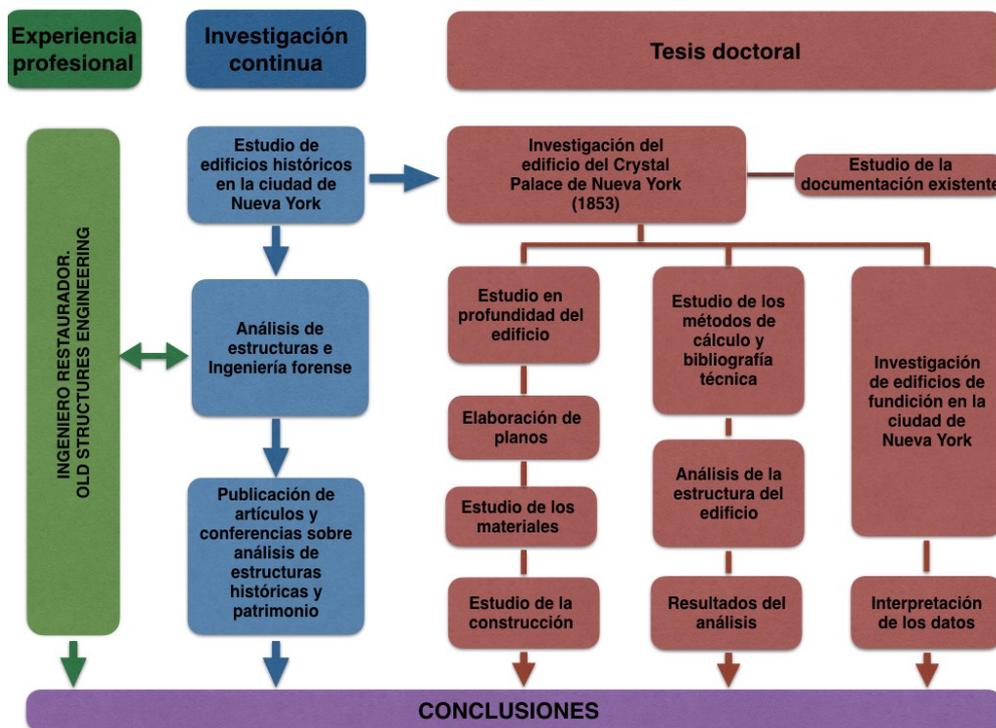


Figura 1.5.4: Esquema del desarrollo del trabajo realizado para la presente tesis

2. Conceptos previos

2 Conceptos previos

Después del éxito de la Exposición Internacional de Londres de 1851 junto con su edificio estrella, el Crystal Palace, varias ciudades deciden seguir la misma estela en una especie de “efecto Guggenheim”. En 1852 Dublín, Nueva York y en 1854 Múnich compiten para erigir el más espléndido palacio de cristal donde albergar la siguiente exposición internacional. El concepto de construir un edificio puntero tecnológicamente en un tiempo récord era un atractivo para atraer público e impulsar económicamente las ciudades.

2.1 Una pincelada histórica

La ciudad de Nueva York ha sido la capital económica del país desde la década de 1820. Sin embargo, fue a partir de 1850 cuando emergió como una de las ciudades más importantes. La rápida expansión del comercio naval, transatlántico, costero y por canales, junto con el desarrollo de una red de trenes construida entre 1830 y 1840, transformaron rápidamente la original ciudad portuaria por el área metropolitana más avanzada de los Estados Unidos. El pánico financiero de 1857 y la Guerra Civil americana (1861-1865) ralentizaron el desarrollo de todo el país aunque no afectó en gran medida a la ciudad. En 1860 Nueva York se había coronado como la metrópolis más relevante del país por delante de otras ciudades como Boston o Filadelfia.

El factor decisivo para el crecimiento y expansión económica de Nueva York fue el comercio exterior (*foreign trade*), el cual a principios del siglo XIX constituía un cuarto del volumen total de los EEUU. El volumen de negocio se incrementaría exponencialmente en los años posteriores del siglo XIX [Landau & Condit, 1996, p. 2].

En 1863 se declaró a la ciudad el centro nacional de reservas monetarias, atrayendo un constante flujo de oro y plata. La instalación de los primeros cables telegráficos entre América y Europa a partir de 1858 también potenció la urbe de Nueva York. Al mismo tiempo que su expansión financiera, la ciudad también se convirtió en un epicentro de la industria y la manufactura, atrayendo a miles de personas no solo nacionales sino extranjeros. La población de la ciudad entre 1840 y 1870 se triplicó, pasando de 340.000 a 942.000 personas. La ciudad se fue rápidamente adaptando a las nuevas necesidades. El tráfico en la parte financiera y de manufactura, que estaba localizada al sur de la isla de Manhattan, tenía un tráfico diario estimado de 18.000 vehículos al día en torno a 1866. Los factores tecnológicos, económicos y demográficos junto el halo de prestigio que significaba la ciudad, produciría a finales de siglo XIX y principios del XX los rascacielos más altos y en mayor volumen que el mundo jamás ha visto [Landau & Condit, 1996, pp. 1 & 2].

A su vez, en torno a 1860, Nueva York se había convertido en un centro intelectual y cultural. En 1865 la ciudad encabezaba el país en cuanto a óperas, conciertos de música. A la

vez que albergaba dos de las mejores universidades del país, la New York University y la Columbia University, además de la red de bibliotecas más importante del país y gran cantidad de imprentas y casas editoriales con quince periódicos de tirada nacional. También albergaba una red sustancial de museos privados hasta la formación del museo metropolitano en 1870.



Figura 2.1.1: Vista de la calle de Broadway en Nueva York en 1850. Título original: Broad-Way, New York, 1850. Autor: Isidore-Laurent Deroy. Impreso por: Cattier, Paris. Publicado por: Goupil & Co., New York. Fuente: The Metropolitan Museum of Art, Bequest of Susan Dwight Bliss, 1966 (67.630.36).

A mediados del siglo XIX las sucesivas guerras europeas junto con la hambruna de la patata en Irlanda provocó un ola de inmigración hacia los Estados Unidos. Esta primera ola de inmigración atrajo principalmente a alemanes, irlandeses y gente del Norte de Europa. En torno a 1880 tuvo lugar una segunda ola de inmigración hacia EEUU. La necesidad de mano de obra que demandaba la nación atrajo a millones de europeos. EEUU recibió entre 1880 y 1914 a más de veinte millones de inmigrantes según la Population Reference Bureau de los EEUU.

2.2 Tecnología edificatoria en el siglo XIX

En el siglo XIX la nación más industrializada y avanzada tecnológicamente en el mundo era Gran Bretaña. Gran Bretaña tuvo su primera revolución industrial a principios del siglo XVIII, por lo que a mediados del siglo XIX ya tenía más de 100 años de experiencia. A mitad del siglo XIX Gran Bretaña generaba la mitad de la producción mundial de hierro, y

dos tercios de la producción de carbón que era la mayor fuente de energía [Bowen & Friedman, 2012]. Londres era por ello respectivamente la capital financiera del mundo.

La tecnología edificatoria en Gran Bretaña se aceleró y progresó en el siglo XIX gracias principalmente a tres eventos: las guerras napoleónicas, la expansión industrial y la especulación inmobiliaria. Las Guerras Napoleónicas (1799-1815) originaron la necesidad de instalaciones militares construidas en tiempos cortos, por lo que se desarrolló toda una tecnología edificatoria alrededor de ello. Además, la creciente industria requería de fábricas y almacenes con grandes luces y grandes espacios. Por último, la alta demanda de viviendas, especialmente en Londres, aceleró la construcción de edificios residenciales. Estos tres acontecimientos forzaron la necesidad de estándares, códigos técnicos y dibujos para que las construcciones pudieran ser erigidas en el mínimo plazo posible, mayor ahorro económico y con una calidad aceptable.

En cambio, Estados Unidos todavía era un país industrialmente poco desarrollado a mediados de siglo XIX. La falta de un eficaz sistema de comunicaciones era uno de los impedimentos para el avance industrial. Los principales motores de la economía eran el comercio y la manufactura en el Noreste y Medio Oeste del país, y la agricultura en el resto del país. En estos años los grandes proyectos de infraestructuras eran principalmente financiados por empresas privadas, por los municipios o por los estados. No existía, todavía, un gobierno centralizado como pasaría después de la Guerra Civil.

La tecnología edificatoria en Norteamérica era todavía precaria. Las construcciones eran más bien rudimentarias y tendían a simplificar diseños y detalles para ejecutarlas con rapidez y reducir costes. Hasta bien entrado el siglo XIX, los edificios no se diseñaba, sino que era el maestro carpintero, *carpenter*, el que los realizaba. Los arquitectos e ingenieros entraron en escena a finales del siglo XVIII para construcciones civiles de envergadura y éstos solían ser europeos. Por otro lado, a mediados del siglo XIX todavía no existían códigos edificatorios en el país, por lo que el método más eficaz para la transferencia tecnológica era contratar a arquitectos e ingenieros europeos. Esto se ve por ejemplo en el Crystal Palace de Nueva York donde tanto los arquitectos, George Carstensen (1812-1857) y Charles Gildemeister (1820-1869), como los ingenieros principales, Julius Kroehl (1820-1867) y Christian Detmold (1810-1887), eran todos europeos, alemanes excepto Carstensen que era danés.



Figura 2.2.1: Fotografía de un edificio típico en la ciudad de Nueva York con anterioridad a 1850. Fotografía del autor. Tribeca, Nueva York

El escaso avance industrial no fue impedimento para que la ciudad de Nueva York se convirtiera en la segunda mitad del siglo XIX en el centro de pruebas de la tecnología edificatoria, y con ello la ciudad que más edificios punteros construiría muy por encima de cualquier otra ciudad del mundo.

Año 1850	<u>Gran Bretaña</u>	<u>Estados Unidos</u>
Población en el país	20,8 millones	23,2 millones
Población en la ciudad	2,4 millones (Londres)	0,7 millones (Nueva York)
PIB	523 mill. de libras (GBP)	549 mill. de libras (GBP)
Trabajadores agrícolas	2,1 millones	4,9 millones
Producción de hierro	2,5 mill. de toneladas	0,6 mill. de toneladas
Número de fundiciones	208	377
Producción de carbón	68,4 mill. de toneladas	8,5 mill. de toneladas

Tabla 2:1: Comparativa entre Gran Bretaña y Estados Unidos en 1850. Fuente: [Mitchell & Deane, 1971] y [Mitchell & Deane, 2003]

El Crystal Palace de Nueva York (Figura 2.2.2) construido en 1853 coincide con el inicio de la primera revolución edificatoria que sufre el país y sobre todo su ciudad más importante, la ciudad de Nueva York. Con anterioridad al edificio, la arquitectura de Nueva York era similar a la del resto del país, construcciones sencillas de escasa altura que utilizaban la madera y las fábricas de ladrillo como materiales principales. Los elementos estructurales de hierro no aparecen hasta 1830 en forma de columnas de fundición o elementos puntuales [Gayle & Gayle, 1998, p. 36].



Figura 2.2.2: Fotografía del edificio del Crystal Palace de Nueva York alrededor de 1855. Fuente: Avery Library. Columbia University

A partir de la mitad de siglo varios eventos provocaron la primera revolución edificatoria en la ciudad. Por un lado, Nueva York se estableció como centro financiero y comercial del país. Por otro lado, los incendios ocurridos a finales de la primera mitad de siglo, 1835 y 1845, habían destrozado parte de la ciudad y lo que era más importante, varios negocios. El agente principal de esta primera revolución fue la introducción del hierro en su forma más simple, el hierro de fundición, como elemento estructural en los edificios. La utilización del hierro en la estructura introducía mayor rapidez de construcción, mayores luces, y menores espesores de muros, a la vez que otorgaba a los edificios una protección ficticia ante el fuego al ser elementos incombustibles. Ésto se reflejó en las ciudades más ricas del país en especial en Nueva York donde definirían una tipología única de edificios, los edificios con fachadas de fundición, o *cast-iron buildings* (Figura 2.2.3).



Figura 2.2.3: Edificio típico con fachada de fundición construido alrededor de 1860 en Nueva York. Fotografía del autor.

Durante los años 1860 y 1880 se construyeron cientos de edificios de este estilo sola-



Figura 2.2.4: Edificio 15 Park Row Building en construcción en 1898 mostrando su esqueleto de acero, Manhattan. Fuente: Library of Congress. Prints & Photographs Division, LC-USZ62-41748.

mente en la ciudad de Nueva York agrupándose principalmente en la parte sur de la isla de Manhattan, en los barrios del SoHo y Tribeca. Los edificios con fachadas de fundición solían tener 5 plantas de altura y su estructura era una evolución de los típicos edificios de albañilería y forjados de madera.

Con el desarrollo de la industria siderúrgica consiguiendo acero a precios competitivos a finales de la década de 1880, el uso del hierro de fundición y también el hierro forjado cayeron prácticamente en desuso dando paso a una nueva generación de edificios y estructuras realizadas con esqueletos de acero. Los edificios con fachadas de fundición dieron paso, a finales de la década de 1880, a la construcción un elenco único de edificios híbridos de gran altura que combinaban varios sistemas constructivos y estructurales. Los edificios en altura, entendidos como edificios

de 10 plantas o más, eran muy codiciados en la ciudad dado su máximo aprovechamiento de suelo.

Los avances en el desarrollo de los ascensores conseguirían romper el límite de 6 alturas para edificios dando lugar a un campo de pruebas donde edificar cada vez más alto. A finales del siglo XIX Nueva York se convertiría nuevamente en el epicentro de una segunda revolución edificatoria la cual definiría su carácter actual. No obstante, pese a ser la ciudad más desarrollada del país, todavía no contaba con una base legislativa y técnica sólida que regulara las nuevas construcciones en altura. Esto allanó el campo para el prueba-y-error de diferentes sistemas constructivos que finalmente se materializaría en las estructuras de acero de los rascacielos (Figura 2.2.4).



Figura 2.2.5: Vista aérea de la punta sur de Manhattan en 1942. Fuente: National Archives. 30-N-42-1864

2.3 Las exposiciones universales: 1853 – 1939

Las exposiciones universales son un nombre genérico de varias exposiciones de gran envergadura celebradas por todo el mundo desde la segunda mitad del siglo XIX. Las exposiciones mostraban los grandes avances de la investigación tecnológica al lado de las mejores expresiones artísticas.

El origen más inmediato de las exposiciones universales se debe a la Exposición Nacional Francesa realizada en París a partir de 1844. A esta exposición le siguieron varias exposiciones de carácter nacional por el continente europeo.

En la Europa de mitad de siglo XIX hay un avance en los experimentos empíricos a favor de la ciencia. La muestra más clara es el desarrollo del ferrocarril y las infraestructuras necesarias para su funcionamiento. En Inglaterra se celebraban exhibiciones anuales de manufacturas, de diseño y de arte. La Society for the Encouragement of Arts, Manufactures and Commerce fundada en 1754, adoptó un importante rol en la década de 1840 con la inclusión como presidente del príncipe Alberto, marido de la reina Victoria. La asociación sirvió de base para aglutinar a artistas, políticos, hombres de negocios, e ingenieros. El principal objetivo de la asociación era la aplicación de la ciencia y el arte para usos industriales. Gracias a ella se organizaron varias exposiciones y competiciones de manufactura, de arte, de diseño, etc. con el objetivo de promover y dar a conocer las innovaciones del país. En el epicentro de este movimiento se encontraba el polifacético Henry Cole (1808-1882) [McKean, 1994, pp. 4 - 5]. Cole era un funcionario público del gobierno británico, pedagogo e inventor, el cual tuvo un importante papel en la historia de diseño industrial gracias a su visión de la importancia de combinar el arte con la industria.



Figura 2.3.1: Sección constructiva del edificio del Crystal Palace de Londres de 1851. Fuente: [Berlyn y Fowler, 1851, p. 1]

La primera exposición universal, o internacional, se celebró en el Crystal Palace de Londres en 1851. La idea surgió del príncipe Alberto de Inglaterra (1819-1861) tras visitar la Exposición Nacional de París y decidió hacer una exposición similar en Londres. Fue Cole el que le convenció para que la exposición tuviera un carácter internacional [McKean, 1994, p. 5].

Después del éxito de la Exposición de Londres varios países y ciudades quisieron albergar exposiciones similares con edificios emblemáticos para potenciar no solamente la industria de la región sino que también hacer de la ciudad un referente a la altura de Londres o París. Así pues, en 1853 y 1854 se celebraron tres exposiciones con carácter más o menos

internacional en Dublín, en Múnich (Figura 2.3.2) y en Nueva York, todas ellas con sus respectivos palacios de cristal. Claro está que todas ellas aclamaban ser exposiciones universales o internacionales, aunque, según el organismo que se encarga en la actualidad de regular las exposiciones universales, la Bureau International des Expositions (BIE), ninguna de estas tres exposiciones entran en su lista de exposiciones universales.

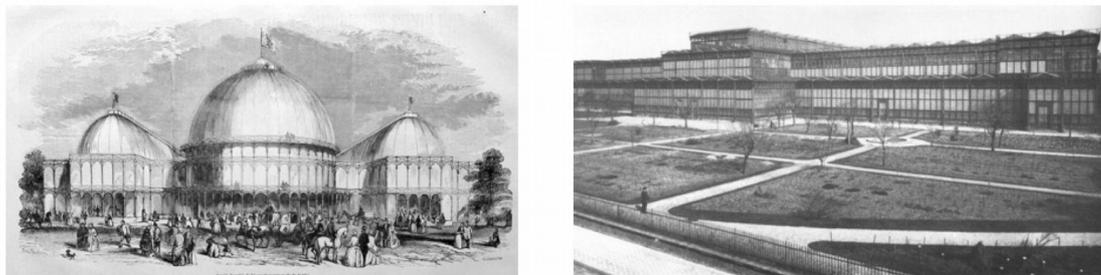


Figura 2.3.2: Izquierda: Imagen del Crystal Palace de Dublín de 1853. Derecha: Imagen del Crystal Palace de Múnich (Glaspalast) de 1854. Fuentes: [Lippincott's Magazine, 1876, p. 272] y Trier University, respectivamente.

En 1855 se celebró en París la siguiente exposición universal. En esta ocasión la fiebre desatada por los edificios de cristal originada en Londres no tuvo gran acogida. En su lugar se diseñó un edificio con fachadas de piedra labrada de estilo clásico con grandes espacios interiores resueltos con estructura metálica, el conocido como Palais de l'Industrie (Figura 2.3.3). Este estilo arquitectónico, conocido como Beaux Arts, fue reproducido en sucesivas exposiciones al mostrar una combinación del arte representado por las fachadas clásicas y los mayores avances de la industria representados por sus grandes espacios interiores.

Las exposiciones se van alternando principalmente entre Londres y París y ciudades europeas durante el siglo XIX. La primera exposición universal en tierras americanas recogida por el BIE fue la celebrada en Filadelfia en 1876.

Con el cambio de siglo los edificios de las exposiciones empezaron a apostar por nuevos estilos arquitectónicos dejando atrás el estilo Beaux Arts empezado en París. En la Exposición Universal de Chicago de 1933



Figura 2.3.3: Palais de l'industrie en la Exposición Universal de París de 1855. Autor: Édouard Baldus. Fuente: The Metropolitan Museum of Art

es la primera vez que los edificios principales se realizan con los estilos más modernos e innovadores posibles, inaugurando un nuevo estilo de edificios expositivos.

En 1939 la exposición universal hizo su retorno a un transformado Nueva York. Los edificios más altos se concentraban en la ciudad junto a los puentes más grandes y las empresas más prósperas del mundo. Para su edificio principal y emblema de la exposición, el arquitecto Wallace Harrison (1895-1981) se basó en la dicotomía que era, y es, la base de la arquitectura de Nueva York, la lucha entre el edificio-aguja como máxima aspiración del rascacielos, y la esfera como la forma más óptima con la mínima envoltura. Harrison construyó estas ideas en sus formas más puras, una torre y una esfera completa, que se conocieron como Trylon and Perisphere (Figura 2.3.4). La esfera era la mayor construida en el mundo con un diámetro de 61 m y la torre tenía una altura de 190 m, el equivalente a un edificio de 62 alturas. Como se detalla en el apartado de conclusiones, estos edificios fueron una interpretación directa del edificio del Crystal Palace de Nueva York de 1853.



Figura 2.3.4: Fotografía aérea de la Exposición Universal de Nueva York de 1939 con sus edificios insignia Trylon and Perisphere. Fuente: Manuscripts and Archives Division, The New York Public Library. (1935 - 1945). Theme Center - Trylon and Perisphere - Aerial view of Fair site Retrieved from <http://digitalcollections.nypl.org/items/5e66b3e9-23fe-d471-e040-e00a180654d7>

BLOQUE II | El edificio del Crystal Palace, su estructura y sus materiales

3. El edificio del Crystal Palace

4. Estudio y análisis de la estructura a través de la ingeniería forense

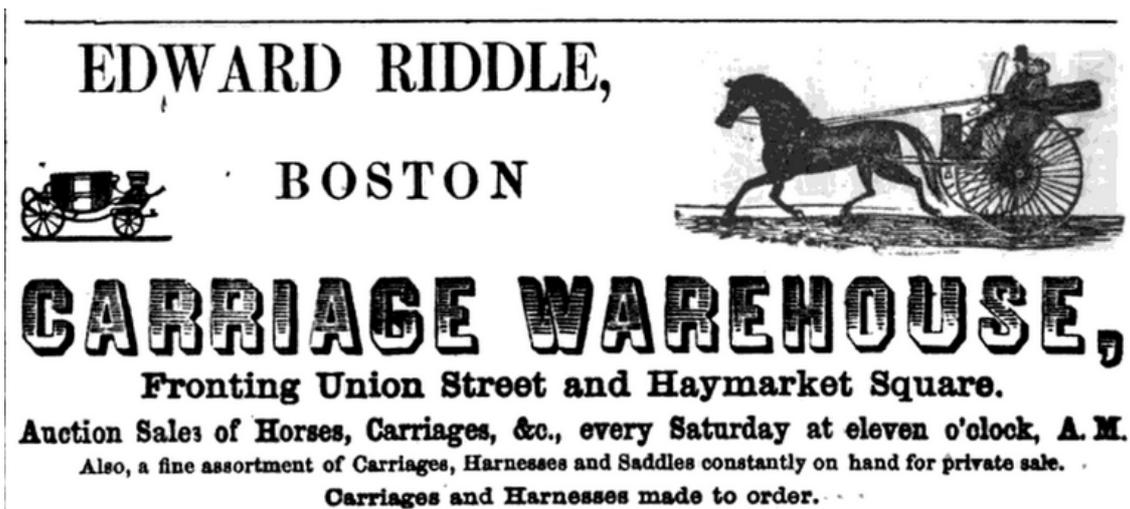
3. El edificio del Crystal Palace

3 El edificio del Crystal Palace

3.1 La idea de la exposición en Nueva York

La historia del Crystal Palace de Nueva York empieza en Londres en 1851 con la exposición internacional celebrada allí y con el extraordinario edificio para la ocasión, el Crystal Palace de Londres. Este edificio marcó un hito en la arquitectura y en la construcción. La exposición también fue un éxito por lo que al hilo de su estela surgieron en los años posteriores varias exposiciones con un Crystal Palace en cada lugar. Así pues en 1853 se llevó a cabo exposiciones en Dublín y en Nueva York, y en 1854 en Múnich.

La idea de albergar una exposición internacional y erigir un edificio tecnológicamente puntero surgió de Edward Riddle. Riddle fue un comerciante de carruajes, trineos y arreos afincado en Boston que amasó una gran fortuna. Su método de venta de mayor éxito eran las subastas que celebraba cada dos o tres veces al año en las que llegó a vender en un día carruajes por valor de 50.000 dólares [The Automotive Manufacturer, 1872, p.54]. Contaba con una buena posición social en la costa este de Estados Unidos y fue miembro de la comisión de Estados Unidos en la Exposición Universal de Londres de 1851.



EDWARD RIDDLE,

BOSTON

CARRIAGE WAREHOUSE,
Fronting Union Street and Haymarket Square.

Auction Sales of Horses, Carriages, &c., every Saturday at eleven o'clock, A. M.
Also, a fine assortment of Carriages, Harnesses and Saddles constantly on hand for private sale.
Carriages and Harnesses made to order.

Figura 3.1.1: Anuncio publicitario de la empresa de Edward Riddle publicado en 1964 por el Boston Directory, p.50

Todo apunta a que estando en la exposición de Londres quedó encantado con el edificio y con el evento y decidió trasladar la idea a Estados Unidos. A su vuelta de Londres, Riddle, en un primer intento, trató de convencer a Phineas Taylor Barnum de celebrar un evento como el de Londres. Barnum tenía varios negocios en la ciudad de Nueva York; era productor de varios musicales y también era el propietario del museo más visitado de Estados Unidos, el Barnum's America Museum (Figura 3.1.2), el cual recibía unos 400.000 visitantes al año [Kunhardt et al, 1995, p. 73]. Barnum es recordado en Estados Unidos como el mejor showman de la historia y cuenta ya con varios musicales e incluso se estrenará en 2017 una película basada en su vida titulada "The Greatest Showman".

A Barnum no le interesó el proyecto por lo que Riddle tuvo que buscar otros socios para llevarlo a cabo. Contactó con un grupo de banqueros y personas influyentes de Nueva York con el objetivo de hacer un negocio lucrativo con la exposición. Entre estas personas se encontraban hombres de negocio como Alfred Pell, Mortimer y Johnston Livingston y Watts Sherman; políticos como August Belmont; personas influyentes como Alexander Hamilton Jr., hijo del Alexander Hamilton²; e incluso el poeta y defensor de los derechos humanos William Cullen Bryant [Coleman, 1960, p. 460].

Una vez reunidos los socios principales y fundada la mesa de directores presentaron el proyecto al consejo de la ciudad de Nueva York conocido como el Board of Aldermen. La comisión quería construir el edificio y albergar la exposición en Madison Square Park ubicado en la esquina noroeste entre la calle 23 y la quinta avenida (Figura 3.1.3). Este parque sigue estando en la actualidad y es muy característico ya que se encuentra delante



Figura 3.1.2: Grabado del Museo de P. T. Barnum's American Museum en Nueva York. Fuente: [Gleason's Pictorial, 1853-54]

del emblemático Flat Iron Building. El parque estaba ubicado en una zona residencial de gente adinerada a la cual no le apasionó la idea. El consejo de la ciudad otorgó el terreno para la exposición, aunque los residentes de la zona afectada presentaron una queja en el departamento de justicia de Nueva York alegando que iba a desfigurar la estética del barrio, que iba a generar mucho tráfico en una zona tranquila, y que las obras iban a ser un quebradero de cabeza. El departamento de justicia resolvió a favor de los residentes por lo que la ciudad ofreció otro terreno para albergar el evento [Chiu, 2005, p. 2].

El 3 de enero de 1852 la ciudad de Nueva York otorgó una concesión de cinco años del terreno conocido como Reservoir Square para construir el edificio que albergaría la exposición. Esta concesión por parte del ayuntamiento tenía dos cláusulas. La primera era que el precio de la entrada a la exposición no podía superar los 50 céntimos de dólar. La segunda cláusula era que el edificio debía ser construido de hierro y vidrio [Greeley, 1853, p. viii].

2 Alexander Hamilton fue uno de los fundadores de Estados Unidos y fue el primer secretario del tesoro del país.

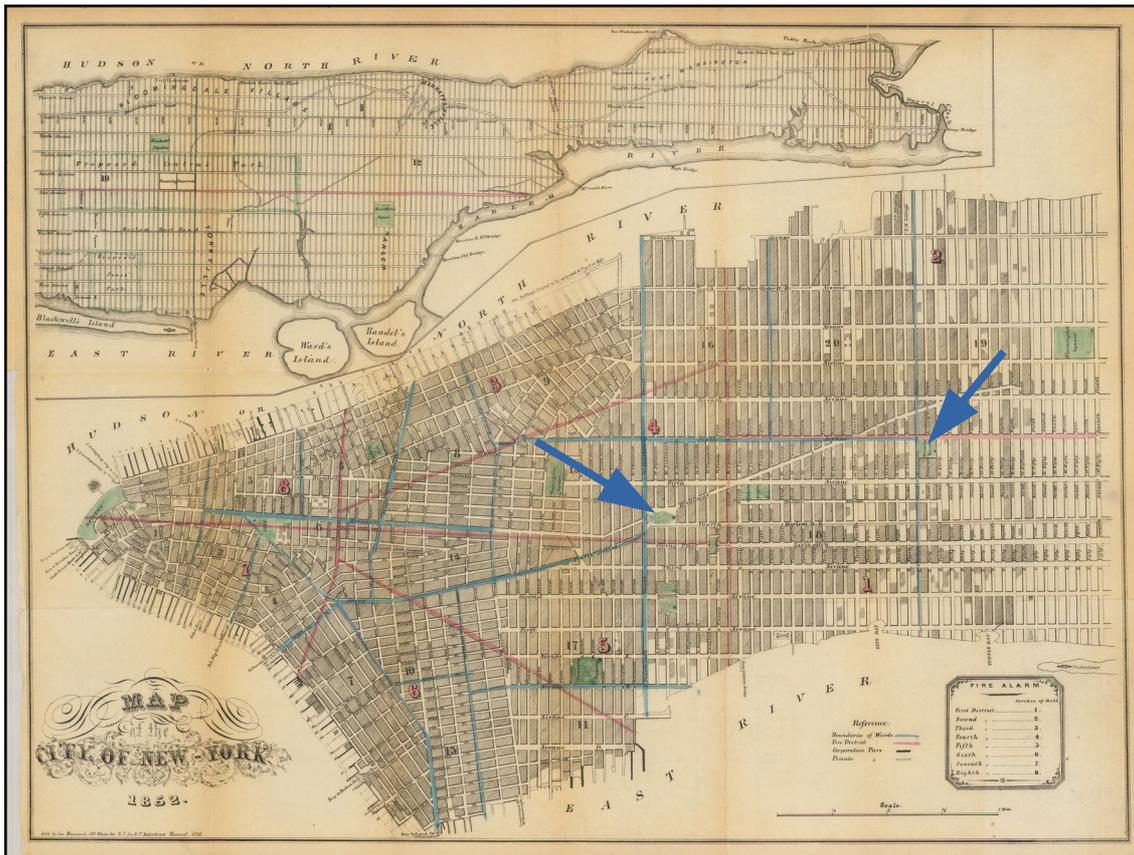


Figura 3.1.3: Mapa de la ciudad de Nueva York en 1852. La flecha de la izquierda señala la ubicación de Madison Square Park. La flecha de la derecha indica la ubicación de Reservoir Square que fue finalmente el sitio concedido por la ciudad para albergar la Exposición. Fuente: New York Public Library

El terreno concedido, Reservoir Square, estaba ubicado la mitad oeste del bloque comprendido entre las calles 40 y 42 con la quinta y sexta avenida, donde en la actualidad se encuentra Bryant Park (Figura 3.1.3). En la mitad este del bloque se encontraba la reserva de agua conocida como Croton Reservoir, una construcción civil megalítica con una estética neo-egipcia que servía como embalse de agua para abastecer a la ciudad (Figura 3.1.4). El Croton reservoir se encontraba donde en la actualidad se ubica la biblioteca municipal de la ciudad. Esta zona, que en la actualidad es un centro neurálgico, estaba en 1852 en la periferia de la ciudad (Véase figura 3.1.3).

El proyecto para la construcción del edificio contaba con un presupuesto inicial de 200.000 dólares, aunque finalmente se incrementó a 300.000. Al poseer la exposición un tinte lucrativo se enfocó desde una perspectiva al más puro estilo capitalista. La inversión se dividió en participaciones o acciones públicas. Las acciones salieron a la venta por 100 dólares no pudiéndose sobrepasar los 5.000 dólares por accionista. En total las acciones se repartieron entre hasta 150 accionistas [Greeley, 1853, p. ix].

Una vez cerrado el acuerdo del terreno con el ayuntamiento, Edward Riddle, el promotor de la idea, decidió abandonar el proyecto y vendió su participación al resto de inversores.

El 17 de marzo de 1852 la comisión a través de su mesa de directores eligió a Theodore Sedgwick como presidente de la Exposición y a William Whetten como secretario.



Figura 3.1.4: Fotografía del Croton Reservoir desde su esquina sureste. Fuente: Manuscripts and Archives Division, The New York Public Library.

Pese a las conexiones políticas de los miembros de la organización el gobierno no apoyó económicamente la celebración de la exposición. La única ayuda gubernamental que recibió fue el 24 de mayo de 1852 en forma de exención del pago de aranceles por la importación de productos de otros países, lo que se conoce con un *bonded warehouse* [Greeley, 1853, p. x]. Esta falta de apoyo gubernamental provocó una desconfianza inicial de los expositores.

El objetivo de la Exposición era construir un edificio emblemático y abrir las puertas en la primavera de 1853. El proyecto era ambicioso ya que apenas quedaba un año para la fecha y todavía no se tenía el diseño del edificio. En un principio contaban con que el edificio, al ser de una construcción similar al Crystal Palace de Londres, se podría ejecutar en unos pocos meses. Se debe recordar que el edificio de

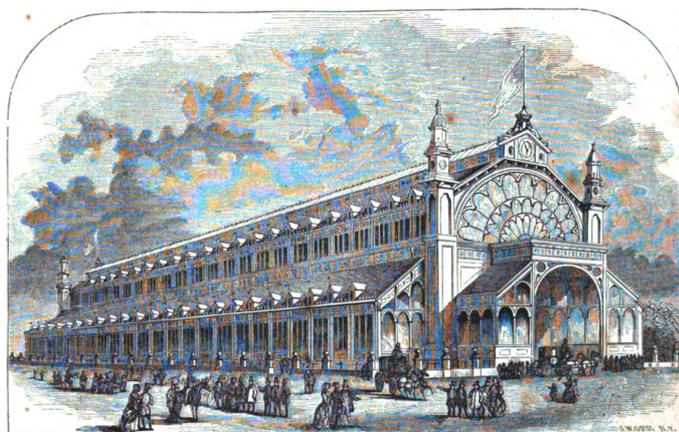


Figura 3.1.5: Propuesta de Sir Joseph Paxton para el Crystal Palace de Nueva York. Fuente: [Silliman & Goodrich, 1854, p. 1]

Londres diseñado por Paxton fue diseñado en tan solo diez días y construido en ocho meses.

En el verano de 1852 se convocó el concurso para el diseño del edificio principal de la exposición. El pliego de condiciones recogía que el edificio debía ser construido de hierro y vidrio y en un plazo de 9 meses. Varios arquitectos

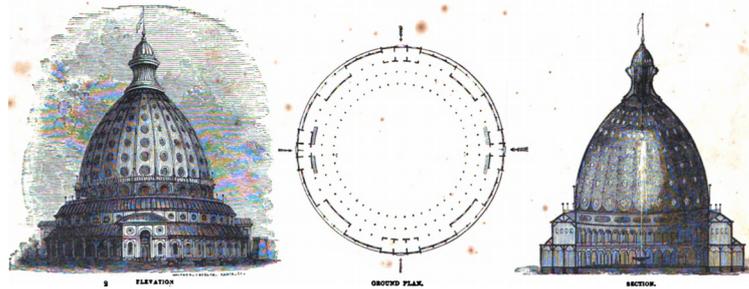


Figura 3.1.6: Propuesta del arquitecto A.J. Downing para el Crystal Palace. Fuente: [Silliman & Goodrich, 1854, p. 2]

de prestigio presentaron sus diseños como por ejemplo Leopold Eidlitz (1823-1908) arquitecto del capitolio de Albany, Sir Joseph Paxton (1803-1865) (Figura 3.1.5), el arquitecto A. J. Downing (1815-1852) (Figura 3.1.6) considerado uno de los fundadores del arquitectura paisajista de los Estados Unidos, James Bogardus (1800-1874) inventor, ingeniero y promotor de los edificios con estructura de fundición, y también el arquitecto J. W. Adams [Greeley, 1853, p. xii]. Entre las propuestas destacan el edificio diseñado por Eidlitz y el de Bogardus ambos con un sistema de cubiertas suspendidas que dotaba al edificio de un gran espacio diáfano. El diseño de Eidlitz se trataba de un sistema de columnas y cerchas de fundición con una cubierta suspendida con cables metálicos [Holliday, 2008, p. 83]. La propuesta de Bogardus era todavía más atrevida, contaba con una torre circular de 90 m de altura con arcadas en sus fachadas, ubicada en el centro de un edificio circular de mayor diámetro y menor altura (Figura 3.1.7). Se asemeja a una torre de Pisa dentro de un anfiteatro romano. Toda la estructura era de hierro de fundición y la cubierta se resolvía mediante una estructura suspendida realizada con cadenas metálicas conectadas desde la torre al anillo exterior generando un amplio espacio diáfano.

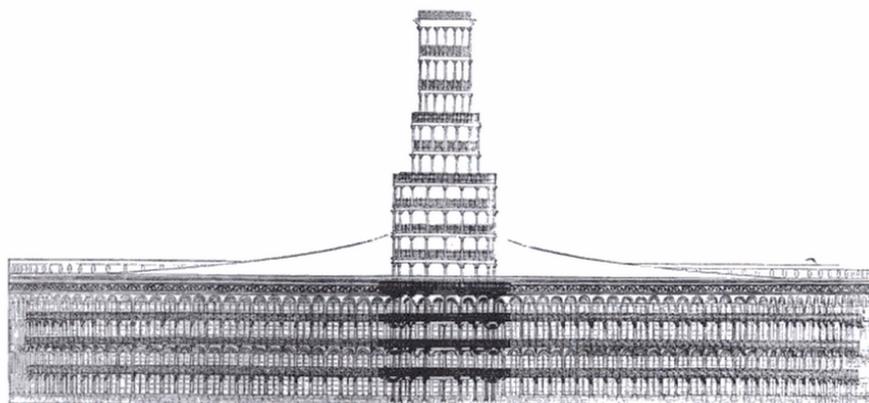


Figura 3.1.7: Propuesta de James Bogardus para la Exposición de 1853 de Nueva York. Fuente: *Illustrated Record of the Fair*. Editado por Benjamin Silliman, Junior y Charles B. Goodrich.

El 26 de agosto de 1852 la mesa de directores de la Exposición resolvió a favor de los hasta la fecha desconocidos arquitectos George Carstensen y Charles Gildemeister. Su propuesta era un edificio de estilo neo-morisco-bizantino que constaba de una planta octogonal con dos naves centrales de mayor altura en forma de cruz griega y en el centro una gran cúpula metálica de 30 m de diámetro (Figura 3.1.8) [Greeley, 1853, p. 14].

Al parecer este diseño no gustó a todos los miembros de la mesa de directores. Una parte quería una replica del Crystal Palace de Londres. Otra parte, incluyendo el presidente de la exposición, Theodore Sedgwick, quería algo novedoso el cual fuera el orgullo de los ciudadanos de Nueva York y de todo el país [Chiu, 2005, p. 2 (2)].

El presupuesto para la construcción del edificio fue de 150.000 dólares. Los honorarios pedidos por los arquitectos para realizar el diseño, los planos de construcción, las especificaciones, etc. fue de 5.000 dólares, aunque posteriormente se ampliaría a 6.630 dólares [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 14].

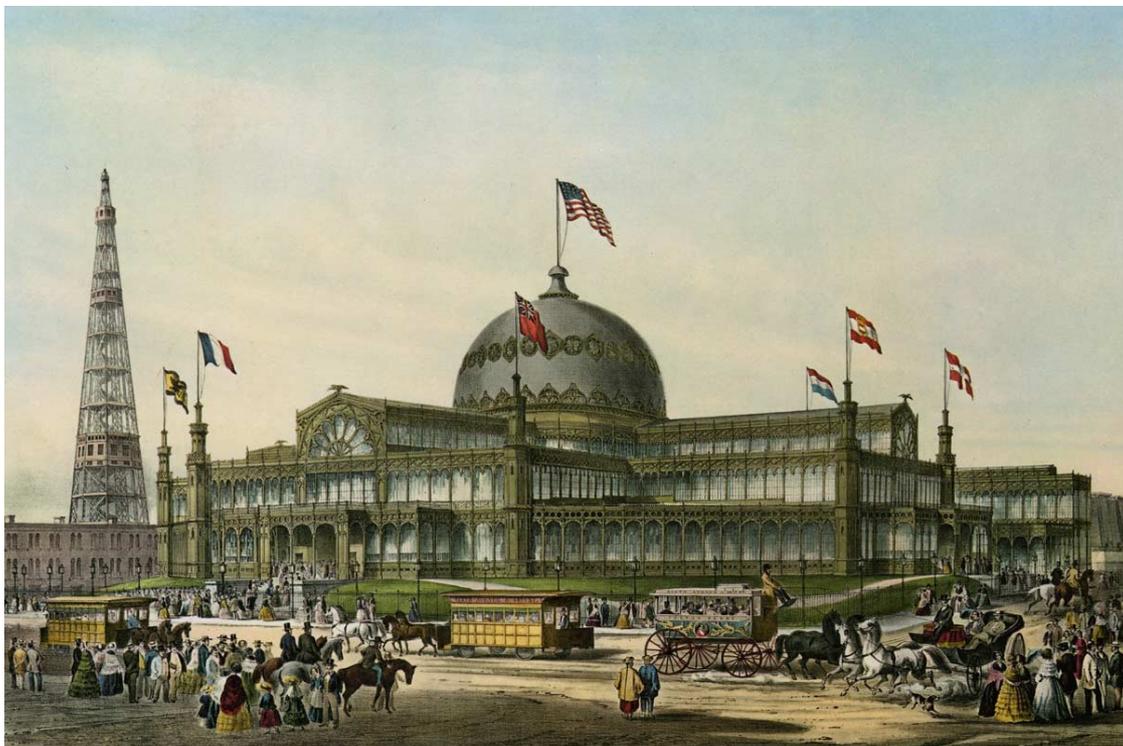


Figura 3.1.8: Vista del edificio diseñado por los arquitectos ganadores del concurso del Crystal Palace de Nueva York. Fuente: The Miriam and Ira D. Wallach Division of Art, Prints and Photographs: Print Collection, The New York Public Library.

El edificio tenía una planta octogonal con una superficie total de 12.300 m². Dos naves principales de 110 m de longitud por 45 m de anchura que formaban una cruz griega en planta y que definían los ejes principales del edificio (Figura 3.2.2). Las naves constaban de naves laterales por las que discurrían continuamente una primera planta. La nave central era diáfana y su cubierta a dos aguas se situaba a 21,6 m del suelo. Los espacios triangulares dejados por las naves principales solamente constaban de solamente planta baja. El

edificio se remataba con la gran cúpula central de 30 m de diámetro [Greeley, 1853, p. 14 (2)].

El diseño original contaba con una planta de semisótano que dotaba al edificio de casi 14.000 m² más de exposición aunque la mesa de directores eliminó esta planta para recortar el presupuesto [Cartensen & Gildemeister, 1854, p. 11]. Aunque finalmente los arquitectos se vieron forzados, a pocos meses de la inauguración, a incrementar la superficie expositiva con un nuevo anexo situado en el lado este para albergar la galería de máquinas.

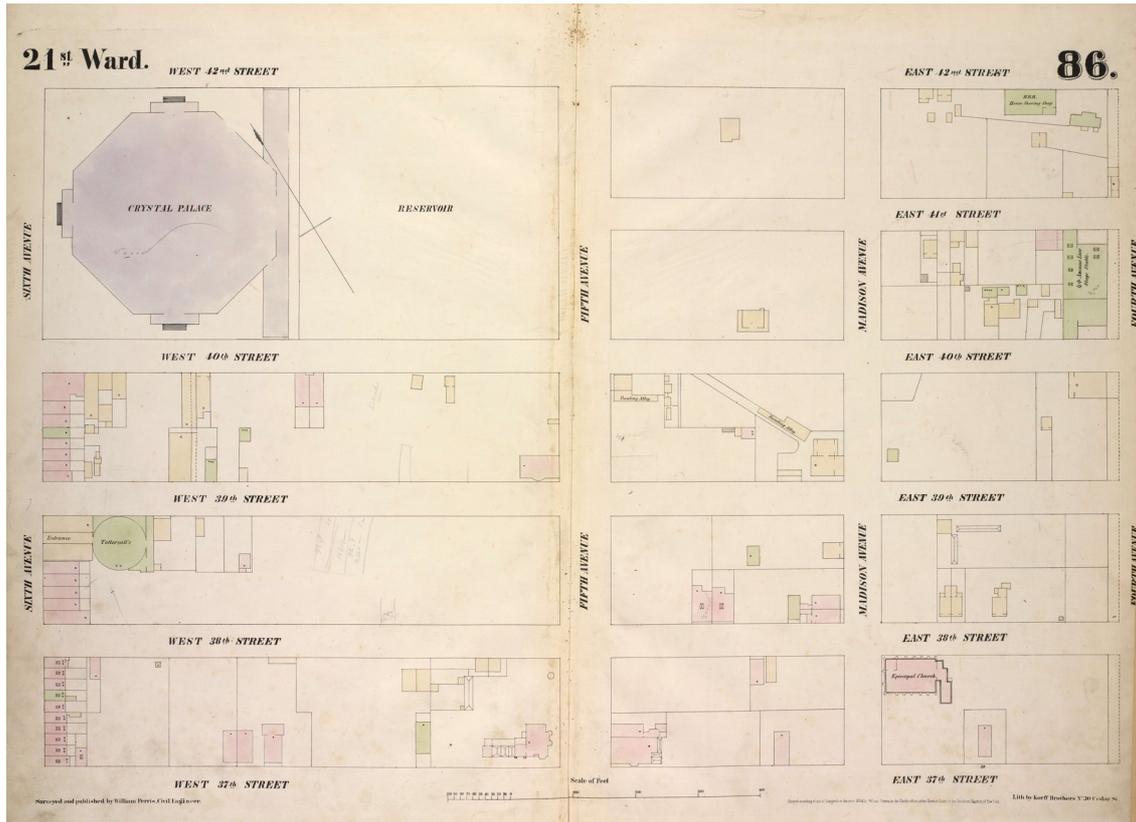


Figura 3.1.9: Mapa de la ciudad de Nueva York en 1854 entre las calles 42 y 37, y entre la cuarta y la sexta avenida. Nótese la situación del Crystal Palace en la esquina superior izquierda. Fuente: Lionel Pincus and Princess Firyal Map Division, *The New York Public Library. (1852 - 1854). Plate 86: Map bounded by West 42nd Street, East 42nd Street, Fourth Avenue, East 37th Street, West 37th Street, Sixth Avenue.*

Los contratos para los cimientos fue otorgado el 4 de septiembre de 1852 a Smith & Stewart y a Lorenzo Moss. El 25 de septiembre la contratación de la estructura metálica fue otorgada a 28 subcontratas de estructura metálica [Greeley, 1853, p. xii (b)], los conocidos como *iron works*. Los cimientos tenían que estar listos y la primera columna instalada para el 21 de octubre aunque finalmente ocurrió el 30 de octubre. Ese día se organizó un gran evento con el motivo de la instalación de la primera columna donde tanto Sedgwick como el gobernador de Nueva York dieron emotivos discursos. Sedgwick afirmó que el edificio del Crystal Palace impulsaría la construcción con estructura metálica con un sistema novedoso que construiría un edificio de 2,5 acres (10.170 m²) en tan solo 6

meses y en los meses de invierno. Por último afirmaba que no habían galerías o parques para la gente adulta y que este edificio se convertiría en una gran galería de arte para la gente [Greeley, 1853, p. xiii].

Hasta el 24 de noviembre, casi un mes después, nada más que la solitaria columna estaba instalada. La fecha fijada para la inauguración de la Exposición era el 2 de mayo de 1853, por lo que quedaban solamente 6 meses para la fecha de apertura prometida por Sedgwick. En los meses de diciembre y enero la estructura del edificio todavía iba lenta y no se desarrollaba como estaba programada. Los ciudadanos también empezaron a inquietarse al ver el precario estado de la construcción. El edificio se estaba construyendo al lado del Croton reservoir, que contaba con un paseo elevado en su cima muy transitado por los neoyorquinos, por lo que la construcción se convirtió en todo un evento (Figura 3.2.1). En febrero se contrató al ingeniero alemán Julius Kroehl, a petición de los arquitectos, para que ayudara en la erección del edificio y gracias a esto la obra tomó mayor inercia [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 13]. Los trabajos de fundición avanzaban a buen ritmo aunque la parte de la estructura que tenía que ser realizada con hierro forjado, como la cúpula y las vigas de grandes luces, estaba totalmente parada. Una de las principales razones que argumentan los arquitectos por el retraso fue el aumento del precio del hierro al poco tiempo después de iniciarse la obra. Por lo que los suministradores no podían cumplir con los precios y los plazos marcados [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 15].

Una nota significativa fue que los arquitectos no se encargaban de dirigir las obras o contratar, eran los ingenieros contratados por la mesa de directores los que lo llevaban a cabo. Estos fueron el ingeniero Christian E. Detmold, como superintendente de la arquitectura e ingeniería, el ingeniero Horatio Allen como asesor de ingeniería y Edmun Hurry como asesor de arquitectura. En el mes de febrero de 1853, la mesa de directores decidió introducir dos oficiales navales Samuel Francis DuPont y Charles Henry Davis para supervisar el trabajo que estaban realizando Detmold y su equipo [Coleman, 1960, p.461]. La fricción entre Detmold y DuPont no tardó en aparecer y ambos culpaban al otro por el retraso.

En el mes de marzo y con el edificio en plena construcción, la mesa de directores informó a los arquitectos que la superficie expositiva debía ser ampliada. Se solicitó a los arquitectos un nuevo diseño y estos añadieron un cuerpo rectangular de 125 m por 23 m en el lado este del octógono que albergaría la sala de exposición para máquinas. Este nuevo espacio dotaba 5.760 m² más de superficie distribuidos en dos alturas, aunque desfiguraba el concepto de simetría del edificio.

La fecha de inauguración se aproximaba y los trabajos no parecían coger el ritmo de construcción adecuado. El cruce de acusaciones empezó a acentuarse, la prensa y la opinión pública cargaron duramente contra los arquitectos. Llegada la fecha prevista para la inauguración, el 2 de mayo, el edificio no estaba terminado, de hecho la cúpula no se había empezado a instalar. La fecha de inauguración se pospuso al 14 de julio, lo cual conllevó a que la gente empezará a perder interés por el evento.

La construcción de la cúpula fue todo un reto para los ingenieros supervisores. De hecho, emplearon en torno a dos meses intentando llevar a cabo la construcción de ésta sin éxito. No parecía tener solución y el tiempo iba pasando quedando ya pocas semanas para la fecha de inauguración. Finalmente los ingenieros decidieron que la cúpula no se podría construir y sugirieron encargar a Inglaterra su construcción y que la enviaran para su montaje. Ante esta noticia los arquitectos se encargaron de su construcción con el material que buenamente pudieron encontrar. Fueron recorriendo las fundiciones buscando que perfiles de hierro habían disponibles y con ello se realizó la estructura de la cúpula [Cars-tensen & Gildemeister, 1854, p.17]. Finalmente, construyeron las costillas de la cúpula con la ayuda del ingeniero asistente Julius Kroehl, y con las fundiciones Mott & Ayres y Hogg & Delamater, consiguiendo realizar el montaje en tan solo dos semanas.

El edificio se inauguró en la segunda fecha prevista, 14 de julio. Al evento asistieron políticos y personas influyentes. El presidente de los Estados Unidos, Franklin Pierce, dió un discurso ante 10.000 personas dentro del edificio.

Aunque el edificio fue inaugurado y la Exposición empezó a recibir visitantes los acabados todavía estaban por terminar. De hecho hay constancias de constantes goteras hasta el mes de septiembre [Bowen & Friedman, 2012]. Por otro lado, muchos de los expositores todavía no habían montado sus estantes para la fecha de la inauguración, por lo que hasta finales de septiembre no empezó a funcionar al cien por cien ni el edificio ni la exposición.

3.2 Descripción del edificio

El edificio se situaba en la mitad oeste de la manzana comprendida entre las calles 42 y 40, al norte y al sur respectivamente, y la avenidas Quinta y Sexta, al oeste y al este respectivamente. La mitad este de la manzana estaba ocupada por una reserva de agua conocida como el Croton Reservoir que era hasta la fecha la mayor construcción civil de la ciudad (Figura 3.2.1).



Figura 3.2.1: Vista desde el observatorio Latting. En primer plano el Croton Reservoir a la izquierda y el Crystal Palace a la derecha. Fuente: The Miriam and Ira D. Wallach Division of Art, Prints and Photographs: Print Collection, The New York Public Library. (1855). New York, 1855. From the Latting Observatory.

El edificio se componía en planta de dos cuerpos rectangulares de 45,6 m por 111 m que interaccionaban en ángulo recto en su centro formando en planta una cruz griega. En la intersección de los dos cuerpos, o crucero, se levantaba una bóveda que cubría el diáfano espacio central. Los cuatro brazos perpendiculares constaban de una nave central y una nave lateral a cada lado. Los espacios triangulares ubicados entre los brazos quedaban integrados también dentro del edificio, quedando pues el edificio de una forma octogonal en planta. Para una mejor comprensión del edificio véase los planos generados a partir de la documentación histórica en el Capítulo 3.3.

Las nave central de cada brazo tenía una anchura de 12,6 m y una altura diáfana de 20,4 para dotar al edificio de un corredor central de gran tamaño y luminosidad. Las naves laterales, una a cada lado de la nave central, tenía una anchura de 16,5 m y una altura total de 14,5 m dividido en dos alturas. Las naves laterales eran destinadas para los espacios expositivos. Los espacios triangulares contaban solamente con una sola planta de 7,3 m y

eran utilizados como galerías para espacios expositivos. En cada esquina del octógono se encontraban ocho torres octogonales de 2,5 m de diámetro y una altura total de 21,6 m. La parte central se cubría con una cúpula de 30,5 m de diámetro cuyo arranque se situaba a 21,6 m de altura.

El edificio se concibió como un edificio modular y tenía como intención agilizar y estandarizar tanto el diseño como la fabricación y la construcción. La distribución de las columnas, y por lo tanto el módulo de su diseño, venía determinado por una retícula cuadrada de 8,23 m por 8,23 m, o en medidas americanas 27 pies por 27 pies. En cada intersección de la retícula se situaban las columnas principales excepto en las naves principales y debajo de la cúpula, la cual se soportaba sobre veinticuatro columnas exentas colocadas radialmente.

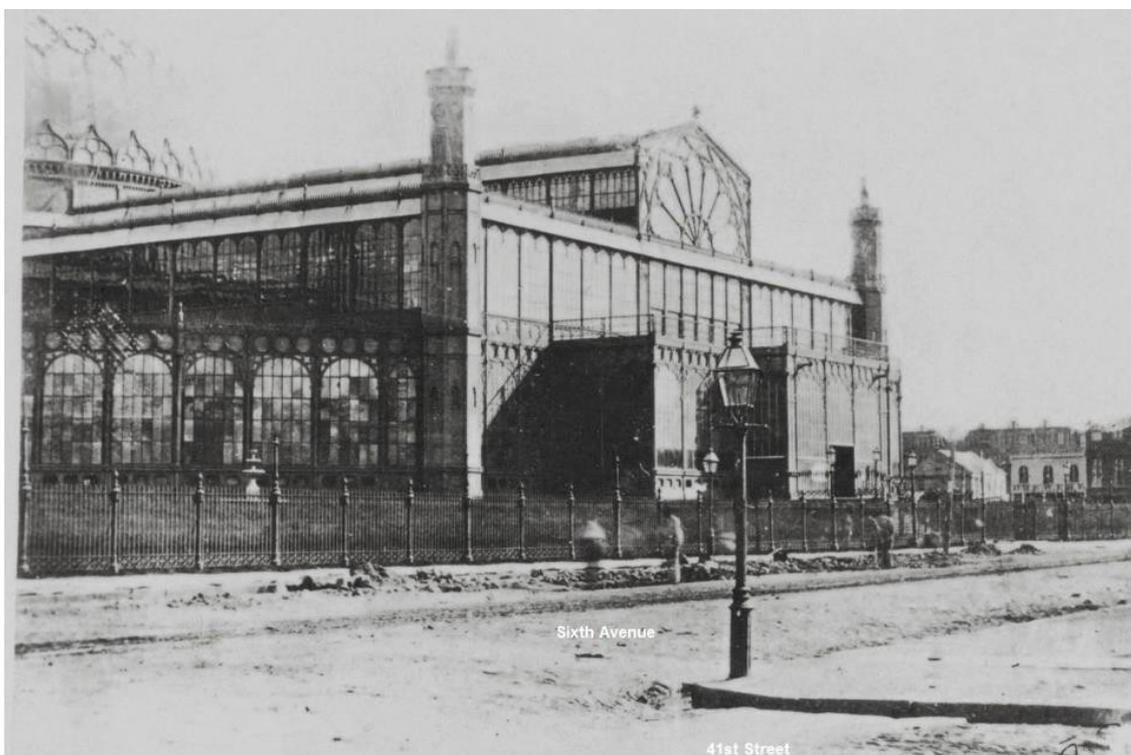


Figura 3.2.2: Vista del Crystal Palace desde su esquina noroeste en torno a 1854. Fuente: Irma and Paul Milstein Division of United States History, Local History and Genealogy, The New York Public Library. (1853). Manhattan: 6th Avenue - 42nd Street

En los lados norte, sur, y oeste del edificio, correspondientes con la calle 42, 40 y Sexta Avenida respectivamente, se situaban las entradas al edificio. En éstas se situaba un hall de entrada de la misma anchura que las nave central y una profundidad de 8,23 m. A ambos lados del hall se situaban dos espacios de oficinas con unas dimensiones en planta de 8,23m de anchura por 5,58 m de profundidad. Tanto el hall como las oficinas se levantaban en altura hasta la primera planta del edificio creando terrazas accesibles desde el interior (Figura 3.2.2).

La planta baja quedaba ocupada en su totalidad por espacios expositivos excepto en las naves centrales y el espacio debajo de la cúpula destinadas a zonas de tránsito.

La primera planta, o planta de galerías, la formaban la planta superior de las naves laterales las cuales conformaban una galería continua de 16,5 m de anchura alrededor de todo el edificio. Doce escaleras daban acceso a esta planta, cuatro colocadas debajo de la cúpula central, y dos en cada extremo de las naves. Las torretas exteriores tenían escaleras de caracol solamente accesibles para los expositores y trabajadores de la exposición.

Al lado este del edificio, junto al “Croton Reservoir”, se decidió, a los pocos meses de su fecha inicial de inauguración, extender el edificio para aumentar el espacio expositivo. Para ello se creó una galería rectangular 137,6 m de largo por 22,86m de anchura en planta que constaba de dos plantas, planta baja y primera planta. La planta baja tenía una altura igual al resto de la planta baja del edificio. En la primera planta la anchura se reducía a 6,4 m y contaba con una altura de 5,71 m hasta la cubierta la cual se remataba con un lucernario central de 1,67 m de altura.

3.3 Planos del edificio

Los siguientes planos se han elaborado a partir de la documentación gráfica encontrada y la descripción escrita del edificio en diferentes publicaciones, entre las cuales destaca el libro que los arquitectos publican en 1854 [Cartensen & Gildemeister, 1854].

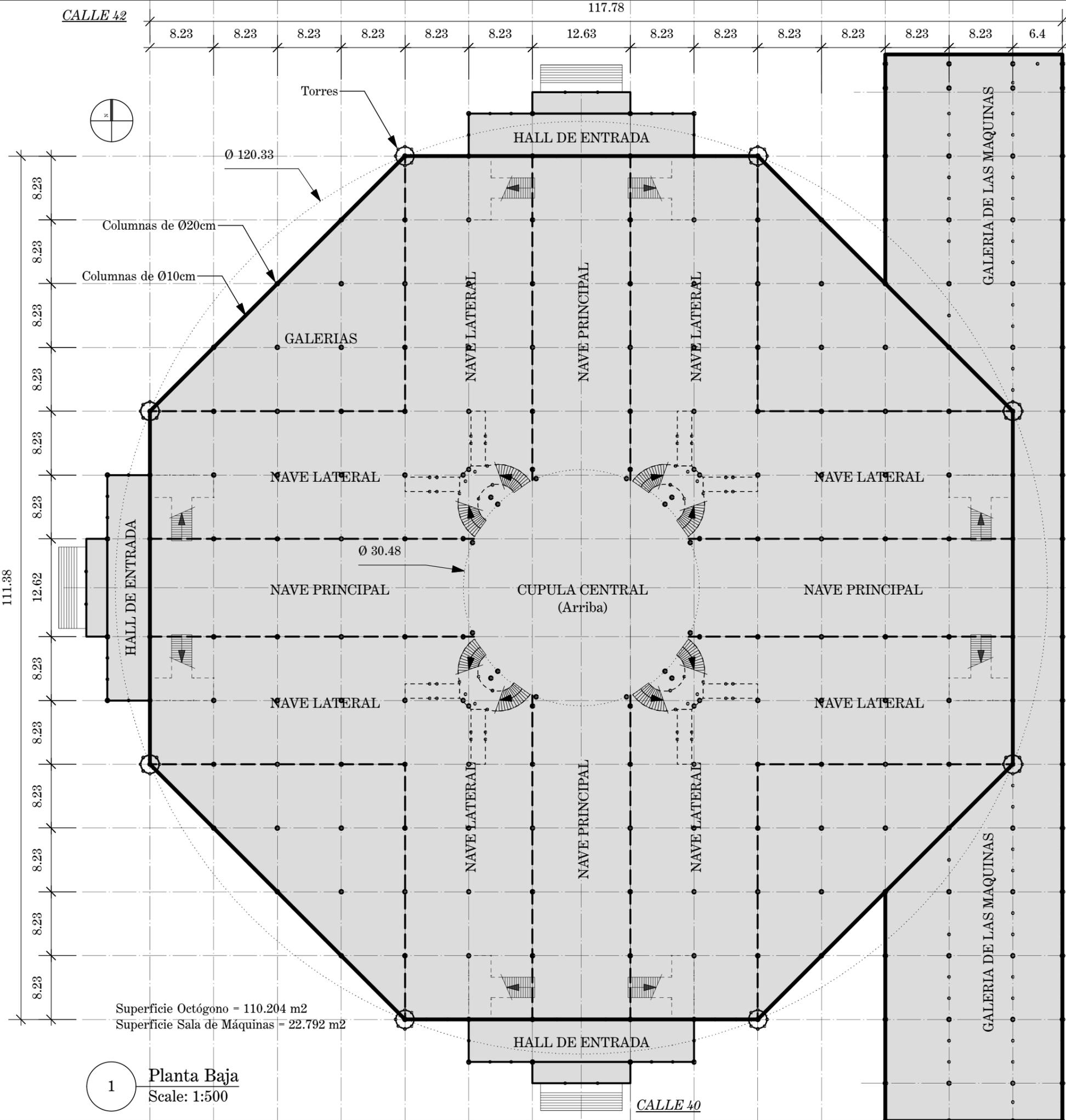
Los planos tienen como objetivo profundizar en la arquitectura del edificio así como diseccionar su estructura para un mejor conocimiento de su diseño. Por lo tanto, se han realizado tanto planos arquitectónicos como estructurales de detalle. Por último se recogen los planos que han servido de base para el análisis estructural que se expone en el Capítulo 4.

Índice de planos:

No.	Designación:	Nombre:
1	A-100	Planta baja
2	A-101	Planta primera
3	A-102	Planta segunda – cubiertas intermedias
4	A-103	Planta tercera – cubiertas superiores
5	A-104	Planta cuarta – cúpula
6	A-200	Alzado principal – fachada oeste
7	E-100	Planta parcial – planta primera – tipo de vigas
8	E-101	Planta parcial – planta segunda y tercera – tipos de vigas
9	E-200	Sección parcial – cúpula
10	E-300	Planta parcial del forjado de planta primera
11	E-400	Detalle de las vigas de hierro de fundición y hierro forjado
12	E-500	Detalle de la columna típica de hierro de fundición
13	E-501	Alzado y secciones de la viga de hierro de fundición
14	E-502	Propiedades geométricas de la viga de hierro de fundición
15	E-503	Alzado y secciones de la viga de hierro forjado
16	E-504	Propiedades geométricas de la viga de hierro forjado

SEXTA AVENIDA

111.38



Superficie Octógono = 110.204 m²
 Superficie Sala de Máquinas = 22.792 m²

1 Planta Baja
 Scale: 1:500

Tesis Doctoral:

El Crystal Palace De Nueva York y su Contribución en la Historia de las Estructuras Metálicas en Estados Unidos

Gabriel Pardo Redondo

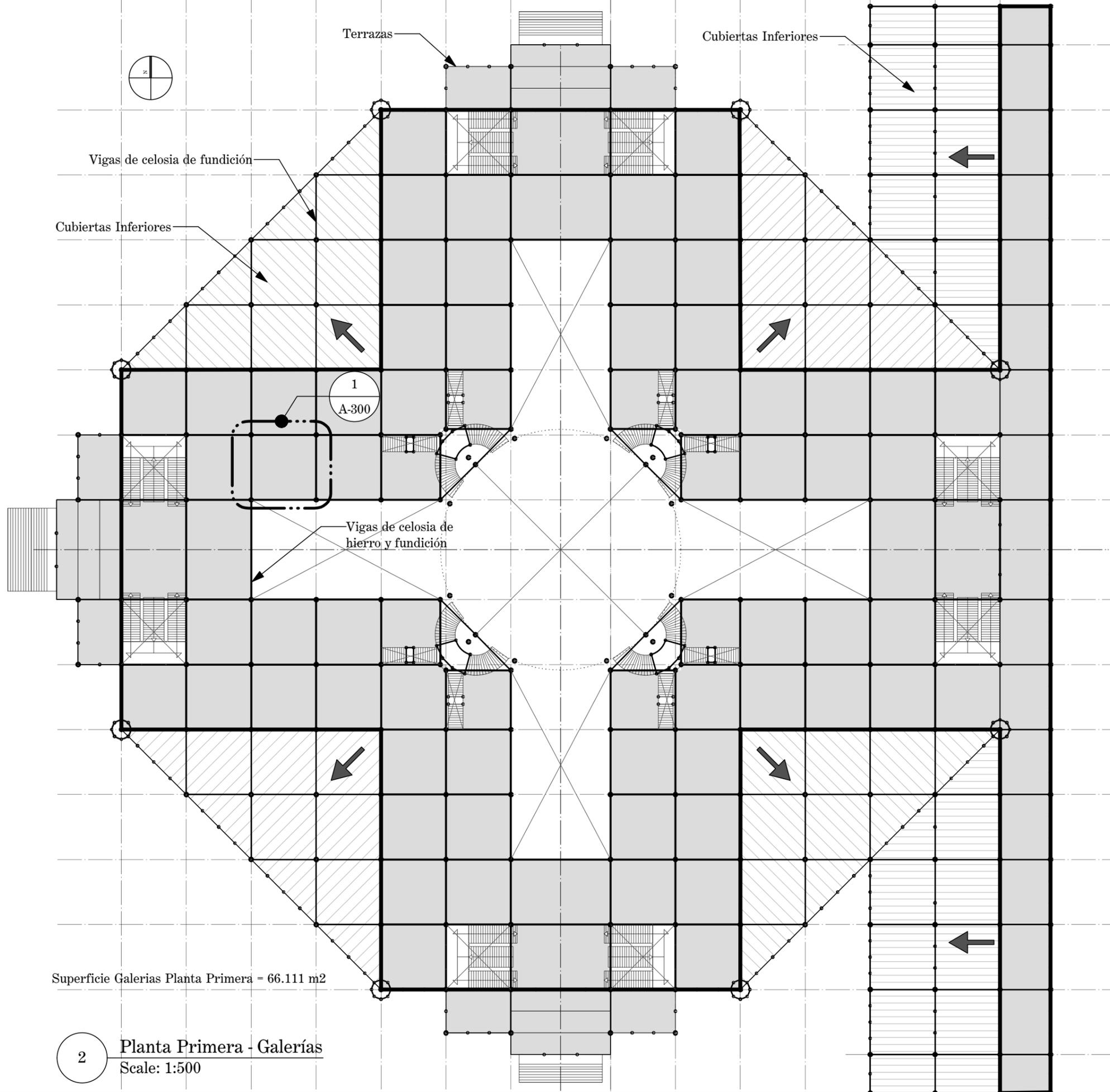
Escala:

1:500

Planta Baja

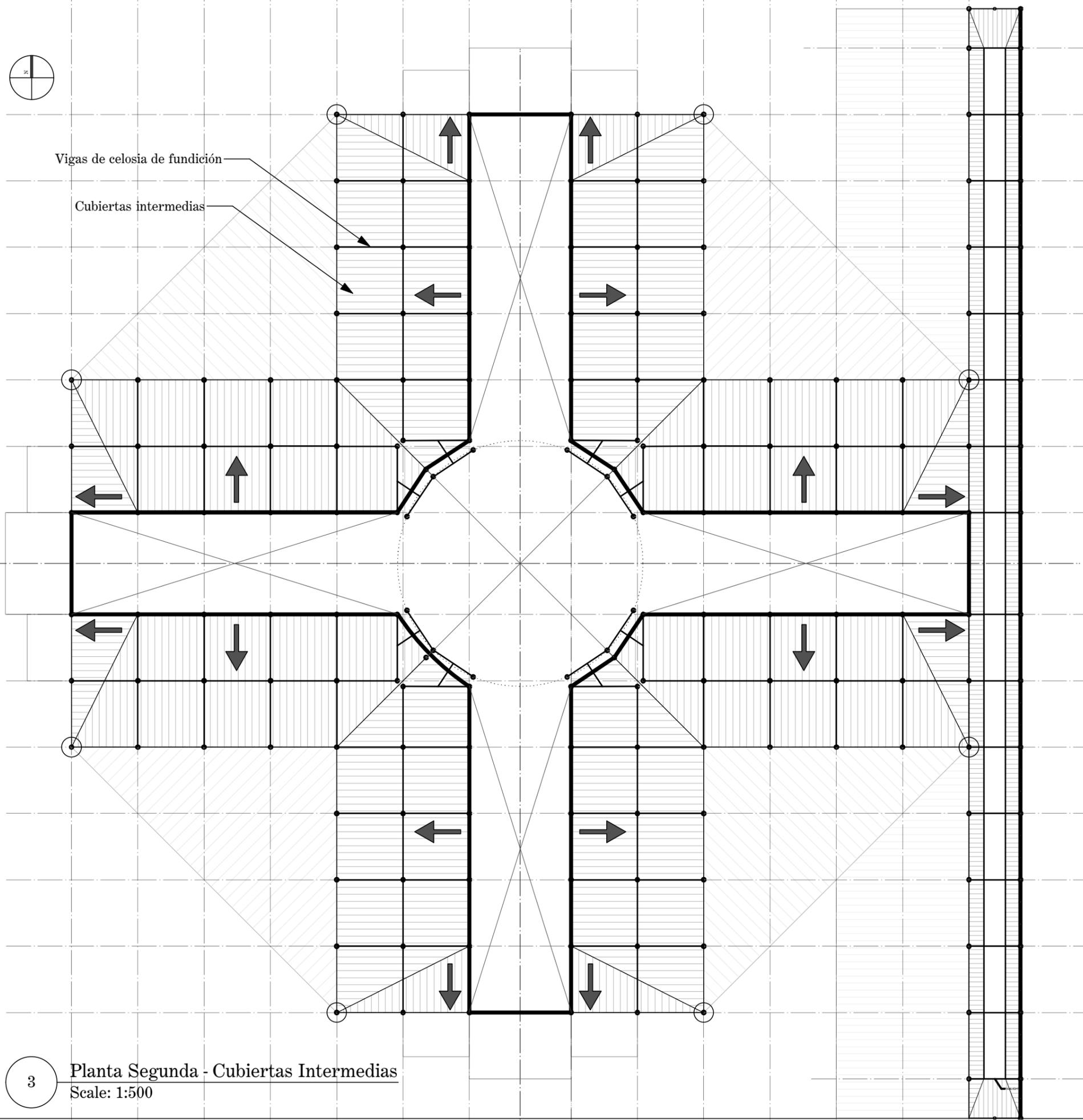
12/11/2016

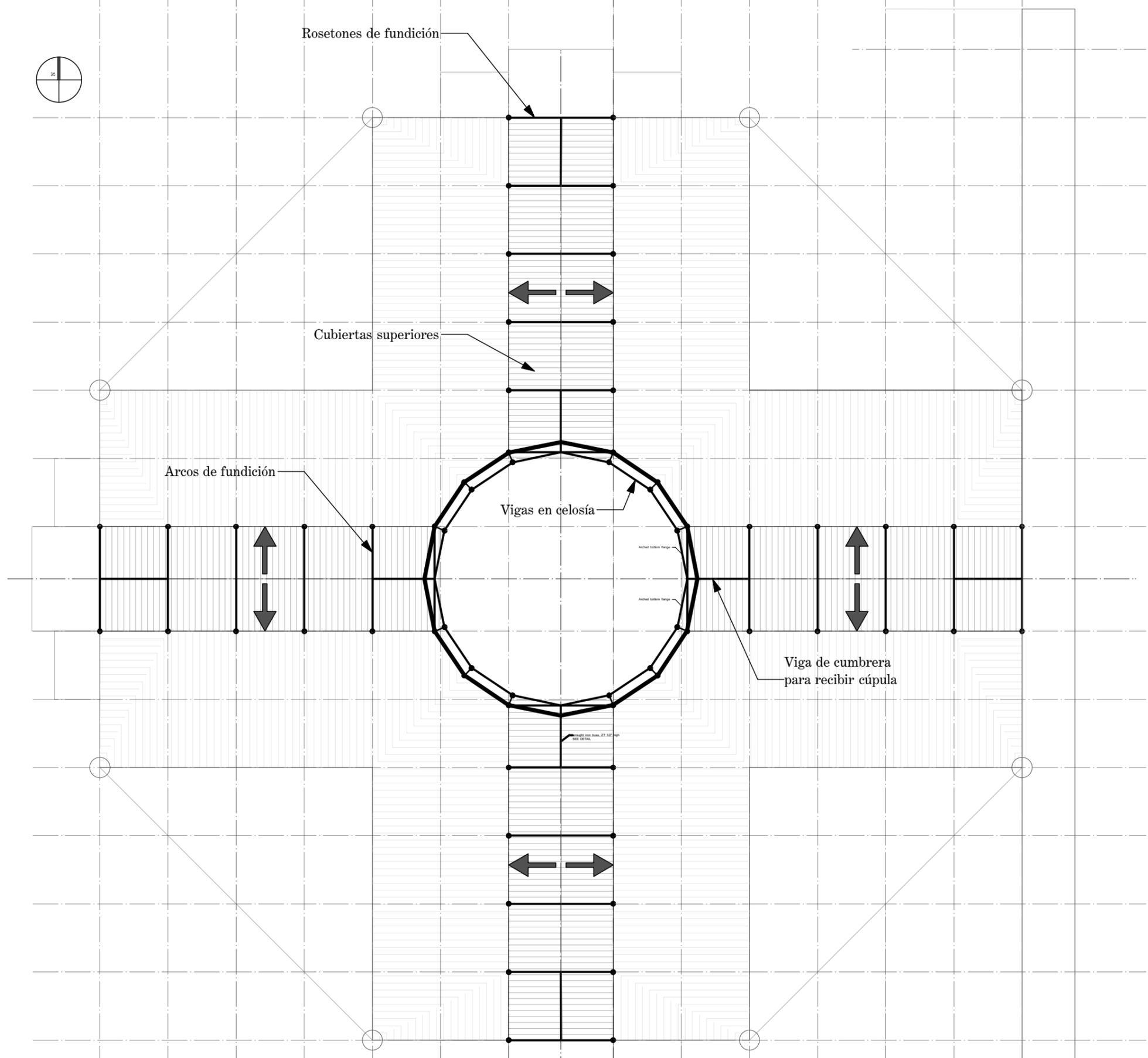
A-100

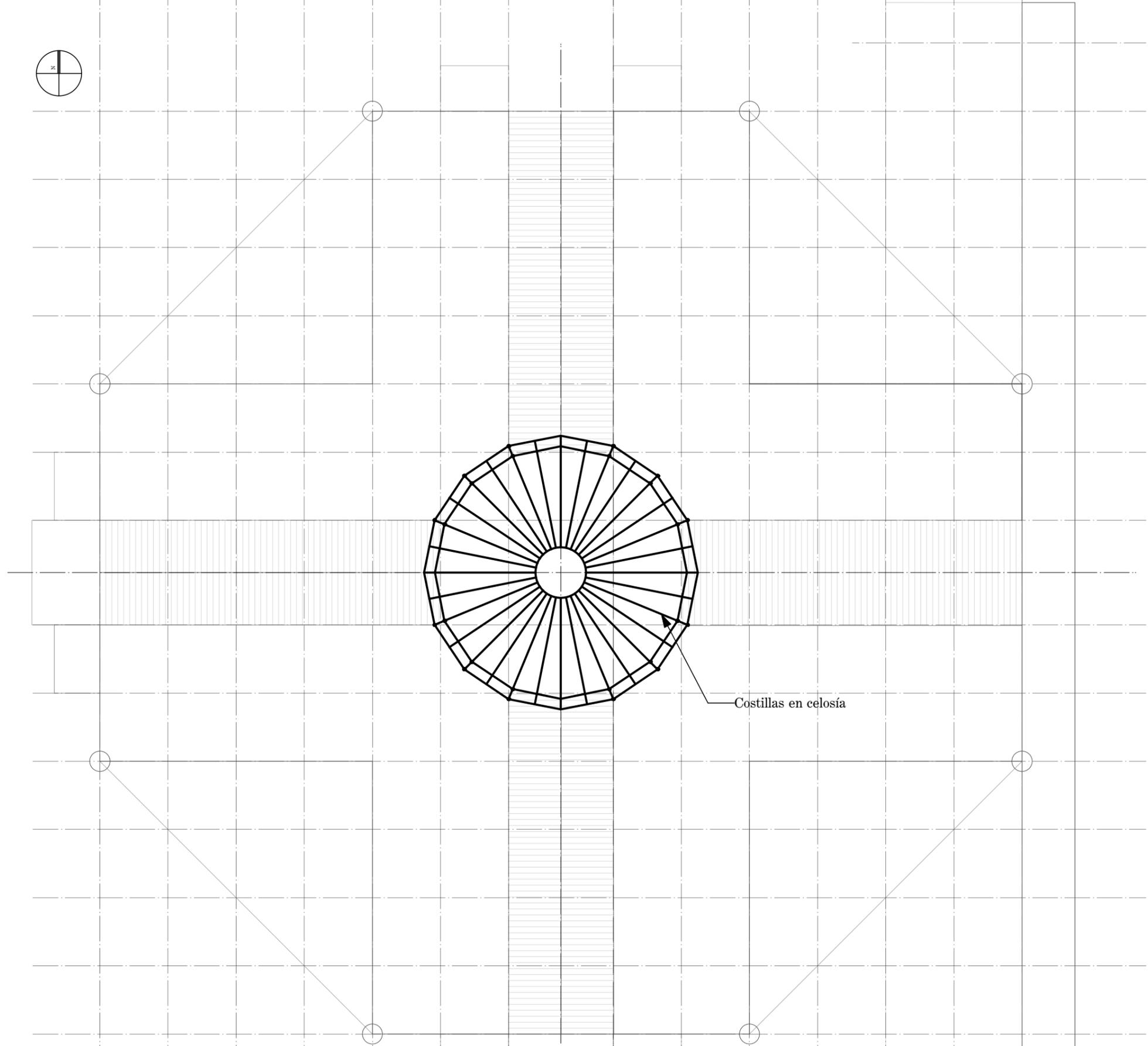


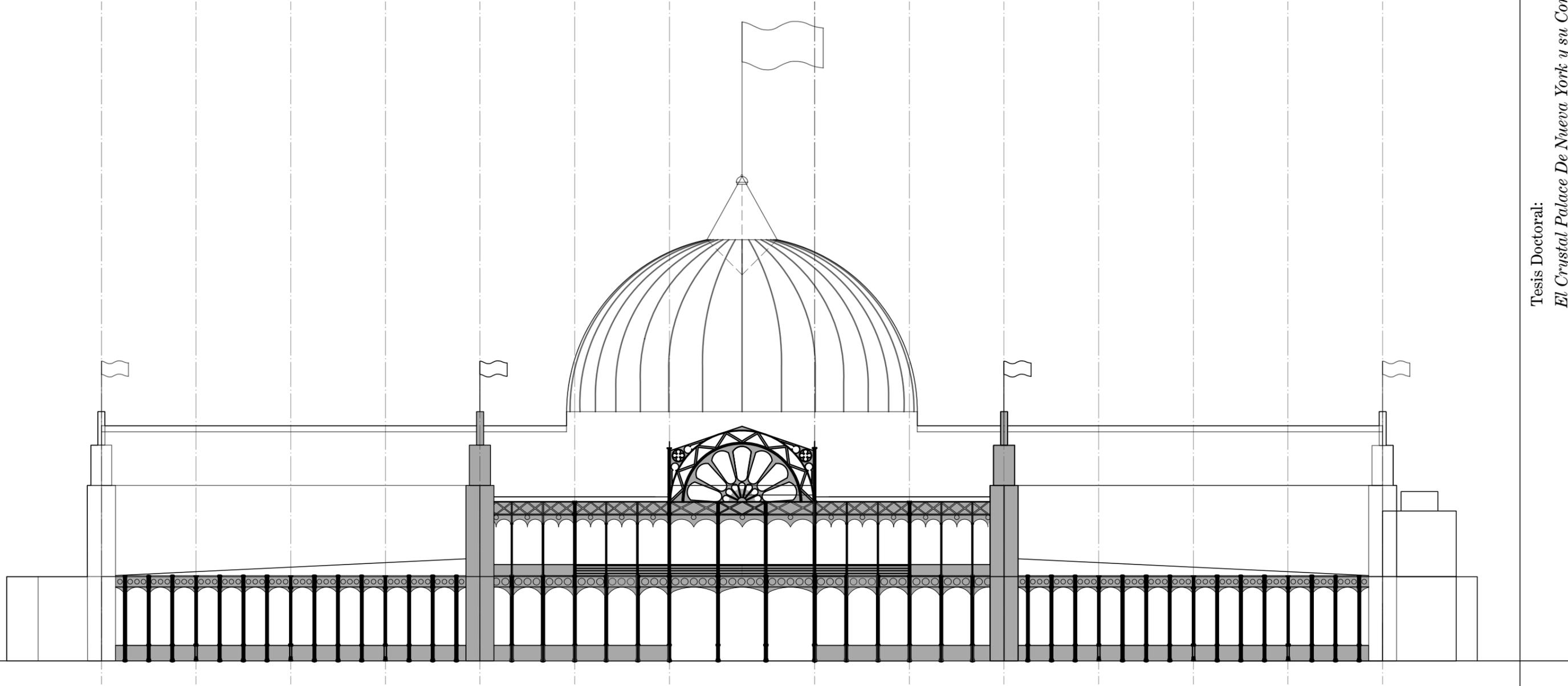
Superficie Galerías Planta Primera = 66.111 m²

2 **Planta Primera - Galerías**
Scale: 1:500

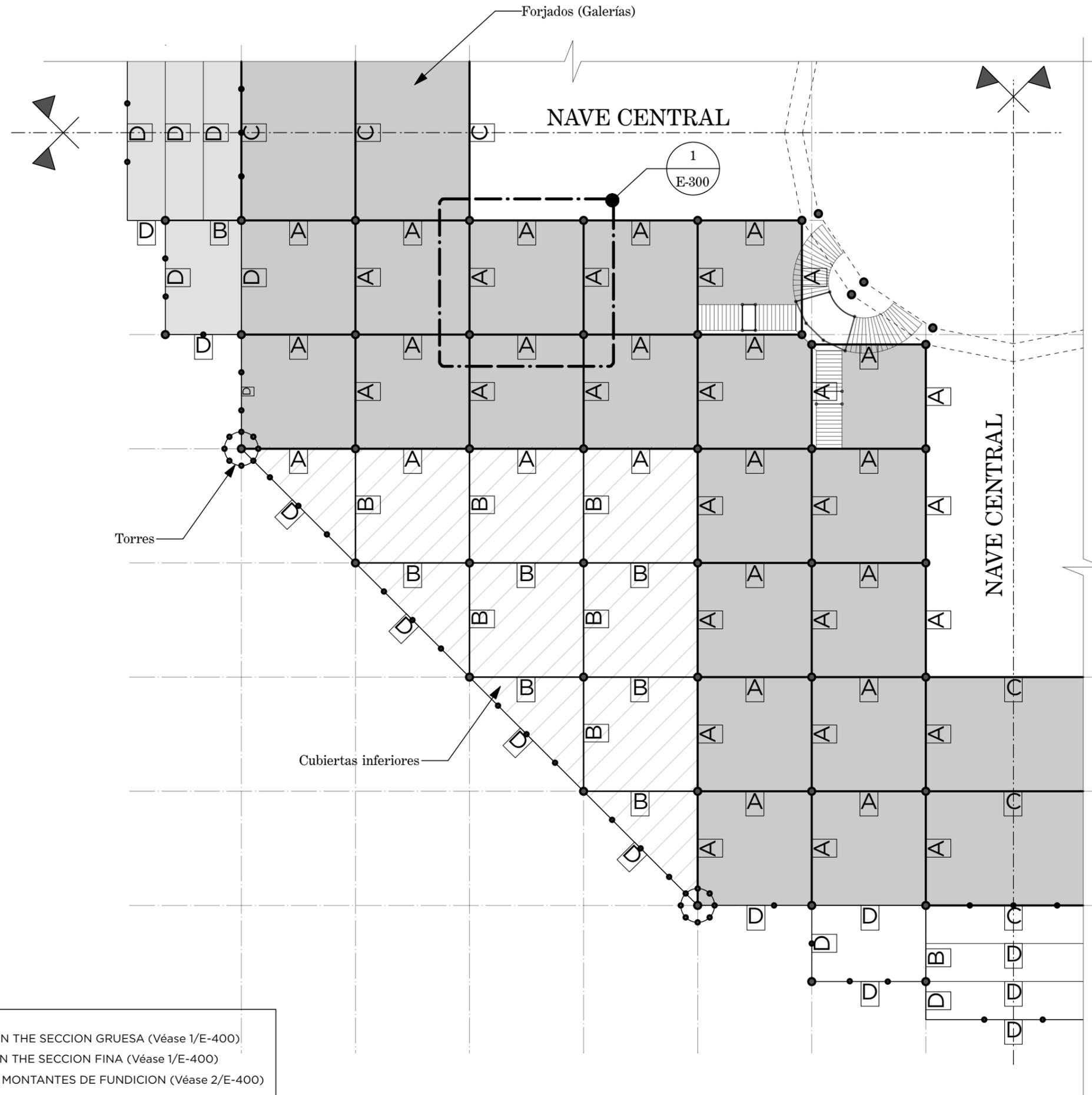






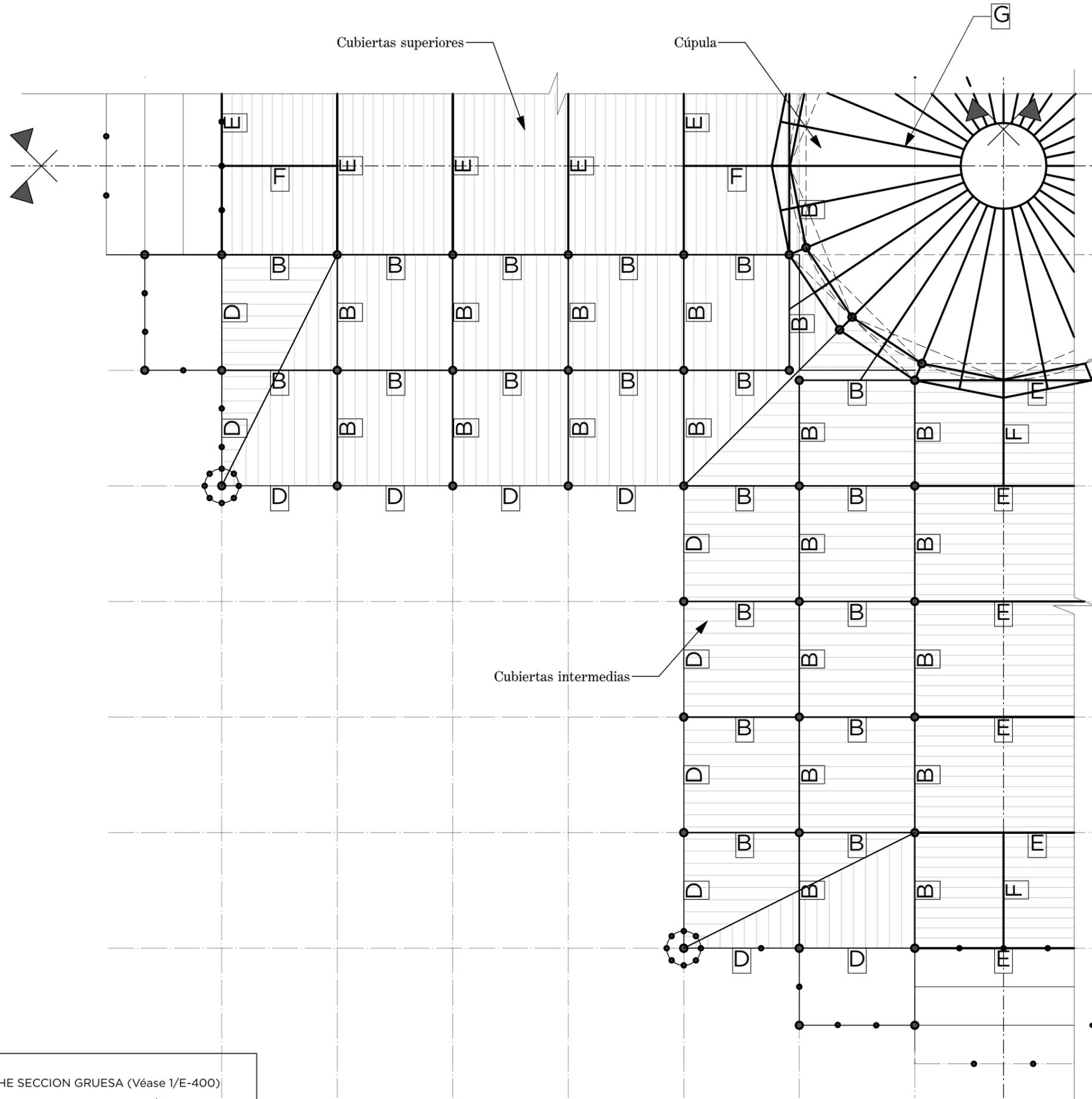


1 Fachada Oeste
Escala: 1/350



- TIPOS DE VIGAS:
- A - VIGAS DE CELOSIA DE FUNDICION THE SECCION GRUESA (Véase 1/E-400)
 - B - VIGAS DE CELOSIA DE FUNDICION THE SECCION FINA (Véase 1/E-400)
 - C - VIGAS DE CELOSIA DE HIERRO Y MONTANTES DE FUNDICION (Véase 2/E-400)
 - D - VIGAS DE FUNDICION DE FACHADA
 - E - ARCOS DE FUNDICION
 - F - VIGAS DE CELOSIA DE HIERRO Y MONTANTES DE FUNDICION (VARIANTE)
 - G - COSTILLAS DE LA CUPULA REALIZADAS CON VIGAS EN CELOSIA DE HIERRO

1 Planta Parcial de la Primera Planta - Tipo de Vigas
Scale: 1:300

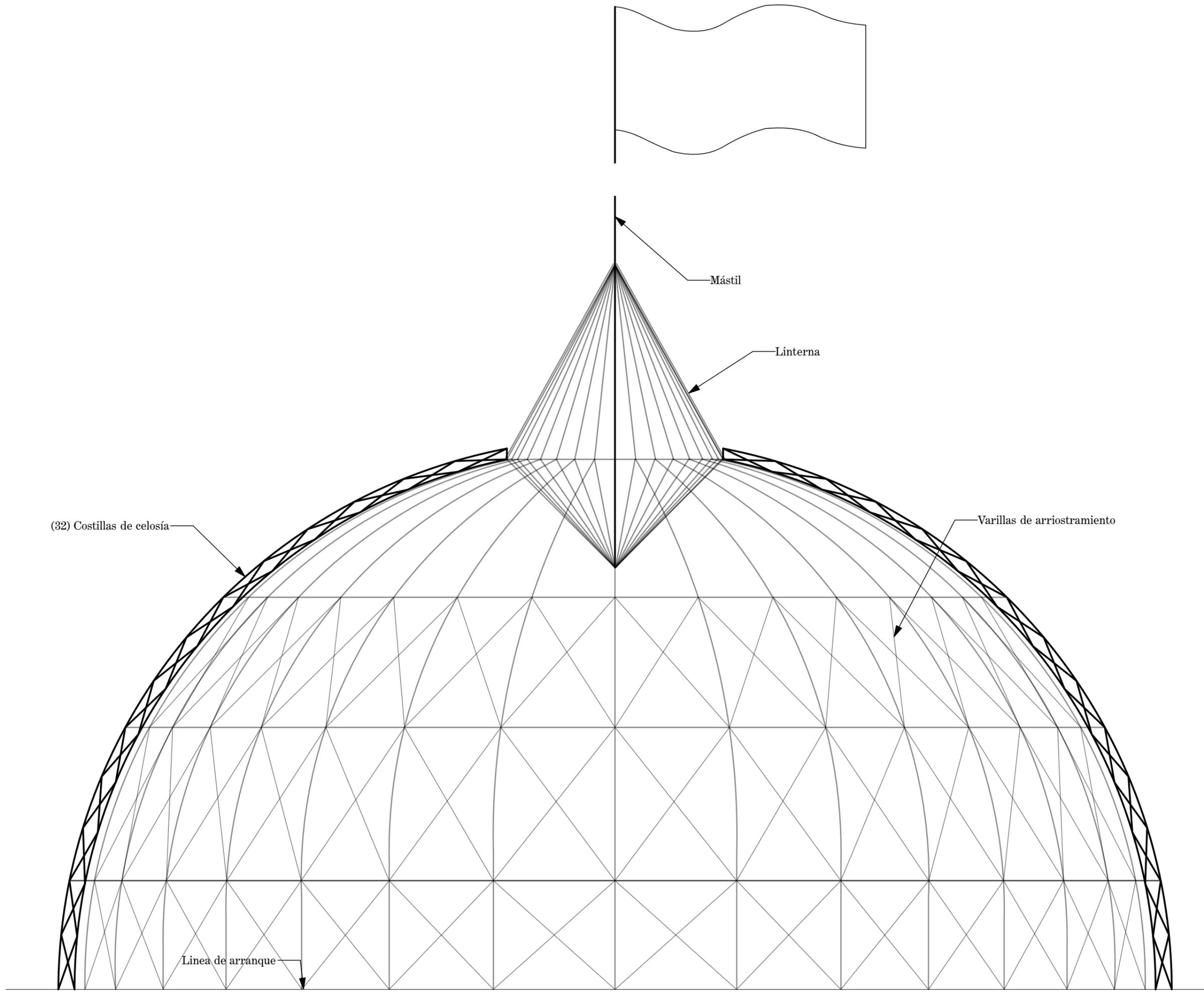


TIPOS DE VIGAS:

- A - VIGAS DE CELOSIA DE FUNDICION THE SECCION GRUESA (Véase 1/E-400)
- B - VIGAS DE CELOSIA DE FUNDICION THE SECCION FINA (Véase 1/E-400)
- C - VIGAS DE CELOSIA DE HIERRO Y MONTANTES DE FUNDICION (Véase 2/E-400)
- D - VIGAS DE FUNDICION DE FACHADA
- E - ARCOS DE FUNDICION
- F - VIGAS DE CELOSIA DE HIERRO Y MONTANTES DE FUNDICION (VARIANTE)
- G - COSTILLAS DE LA CUPULA REALIZADAS CON VIGAS EN CELOSIA DE HIERRO

2

Planta Parcial de las Cubiertas Intermedias y Superiores - Tipo de Vigas
Scale: 1:300



Tesis Doctoral:

*El Crystal Palace De Nueva York y su Contribución en la
Historia de las Estructuras Metálicas en Estados Unidos*

Gabriel Pardo Redondo

Escala:

1:500

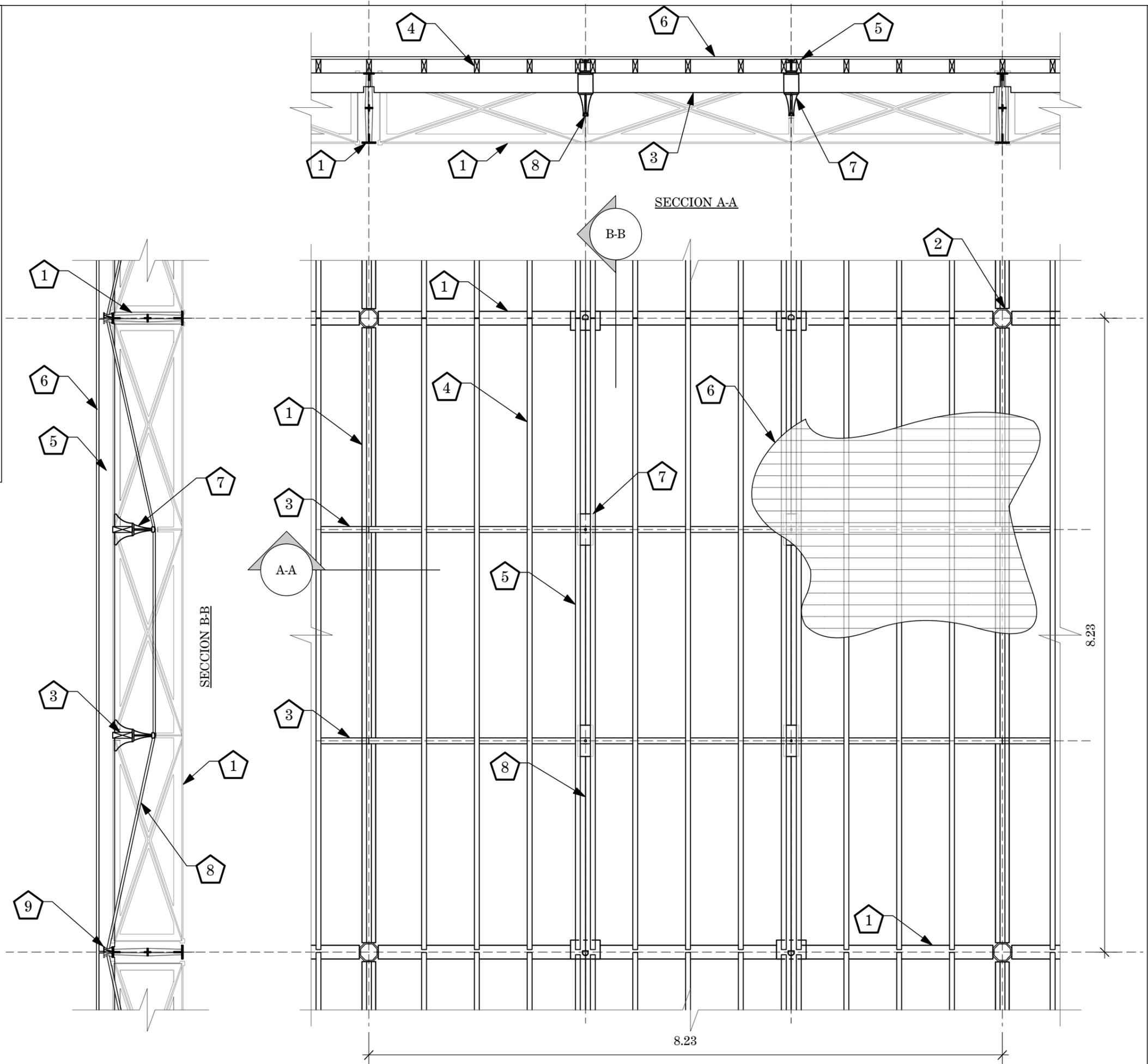
Cúpula - Sección

12/11/2016

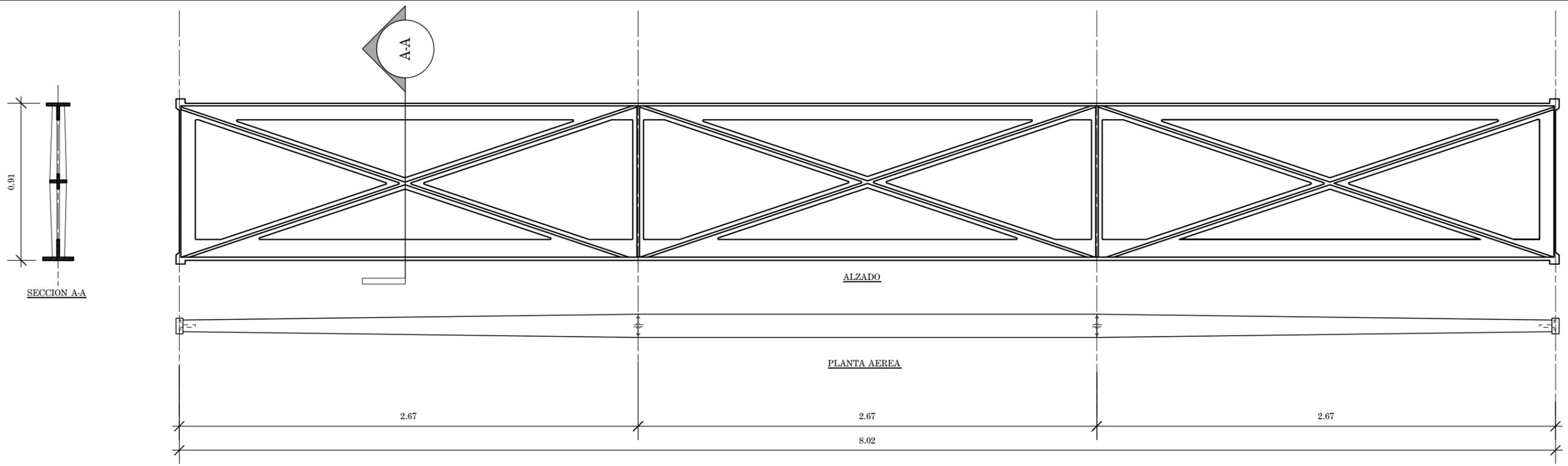
E-200

LEGEND:

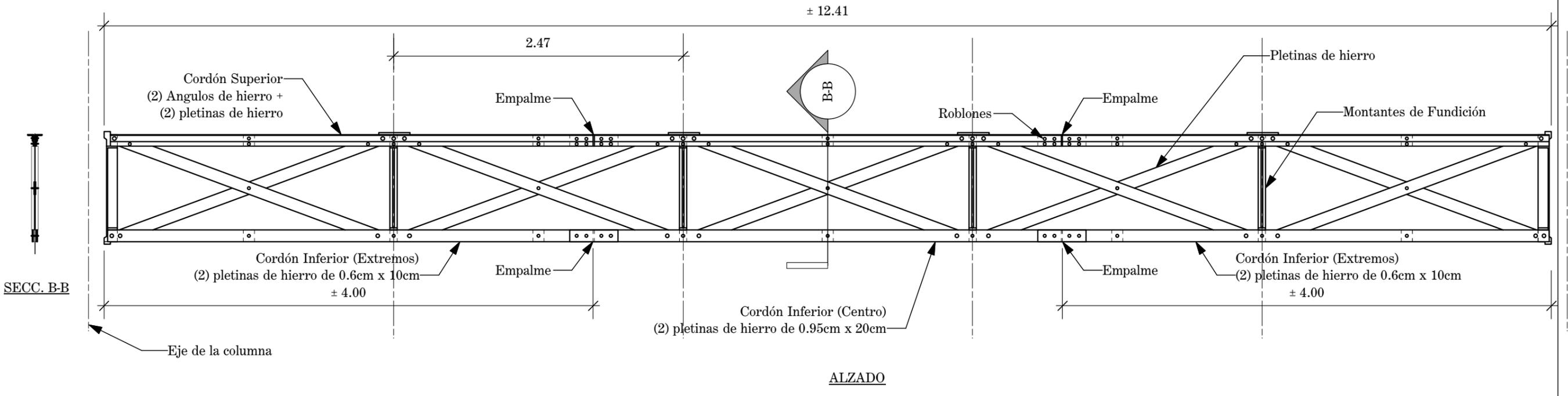
- 1 VIGAS DE FUNDICION (Ver 1/E-400)
- 2 COLUMNA DE FUNDICION
- 3 VIGAS CONTINUAS DE MADERA DE 7.6x25.4 cm (3x10 pulgadas)
- 4 VIGUETAS DE MADERA 6.3x17.8 cm (2.5x7 pulgadas) @ 68 cm (27 pulgadas)
- 5 VIGAS INVERTIDAS
- 6 TABLONES DE MADERA MACHICHEMBRADA DE 3.2 CM DE ESPESOR.
- 7 MONTANTE DE FUNDICION (VIGA INVERTIDA)
- 8 VARILLA DE HIERRO DE 3.2 cm (VIGA INVERTIDA)
- 9 PIEZA DE FUNDICION PARA RECIBIR LA VARILLA/S DE HIERRO (VIGA INVERTIDA)



1 Planta Parcial del Forjado Típico de Planta Primera
Escala: 1:50



1 Viga de Fundición (Típica)
Scale: 1:25



2 Viga Ensamblada de Hierro y Fundición
Scale: 1:35

Tesis Doctoral:

El Crystal Palace De Nueva York y su Contribución en la Historia de las Estructuras Metálicas en Estados Unidos

Gabriel Pardo Redondo

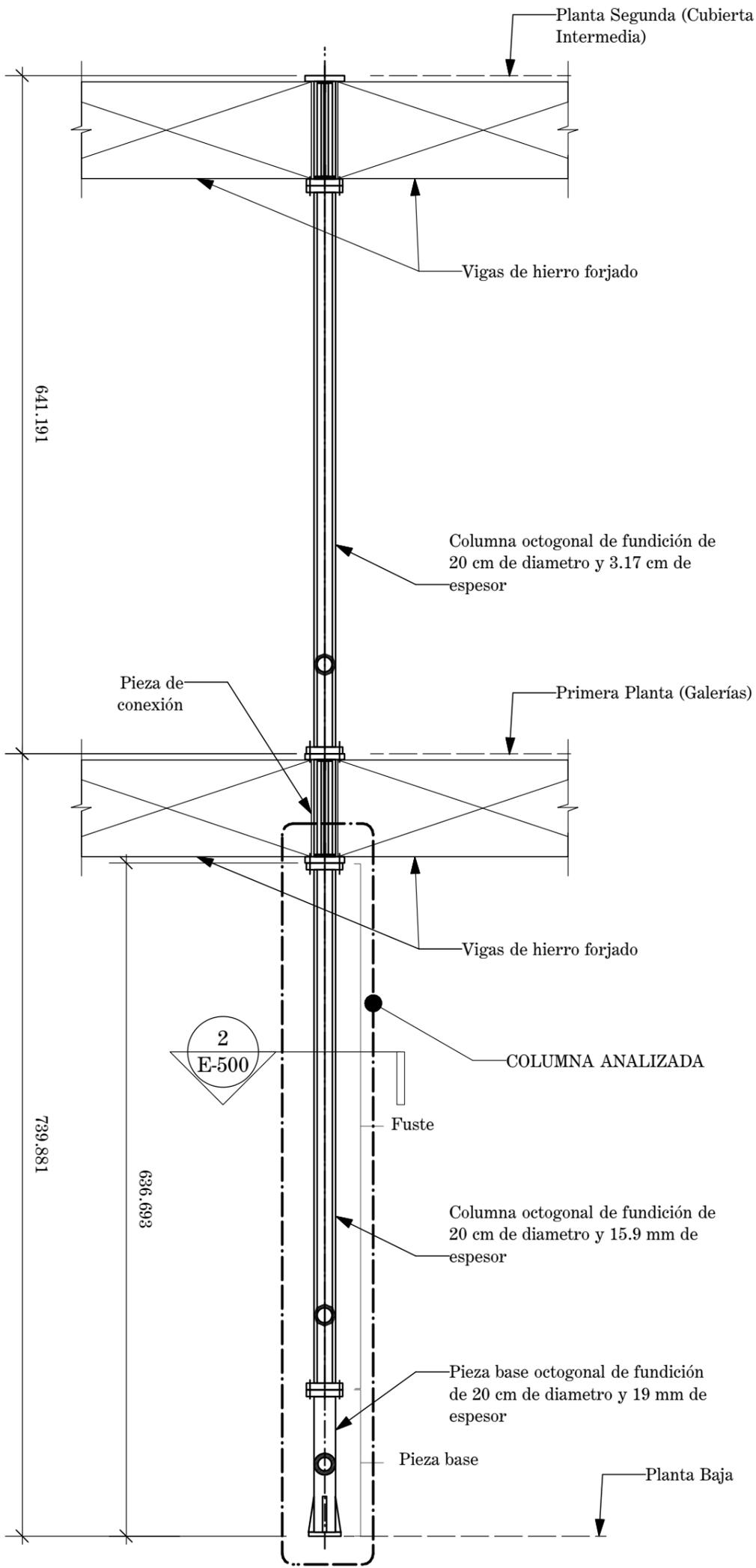
Escala:

En Dibujo

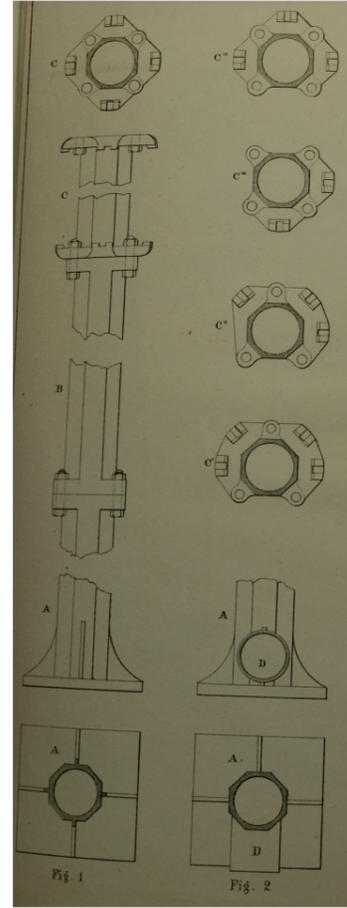
Planta Parcial - Cubiertas Intermedias y Superiores - Tipo de Vigas

26/11/2016

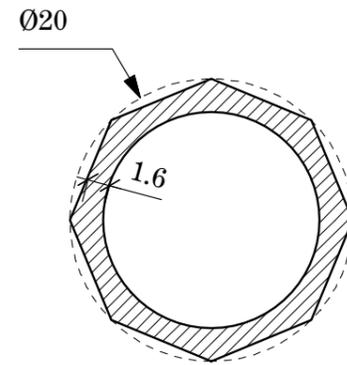
E-400



1 Columna Típica de 20cm Ø de Fundición
Scale: 1:50



Detalle Original de la Columna



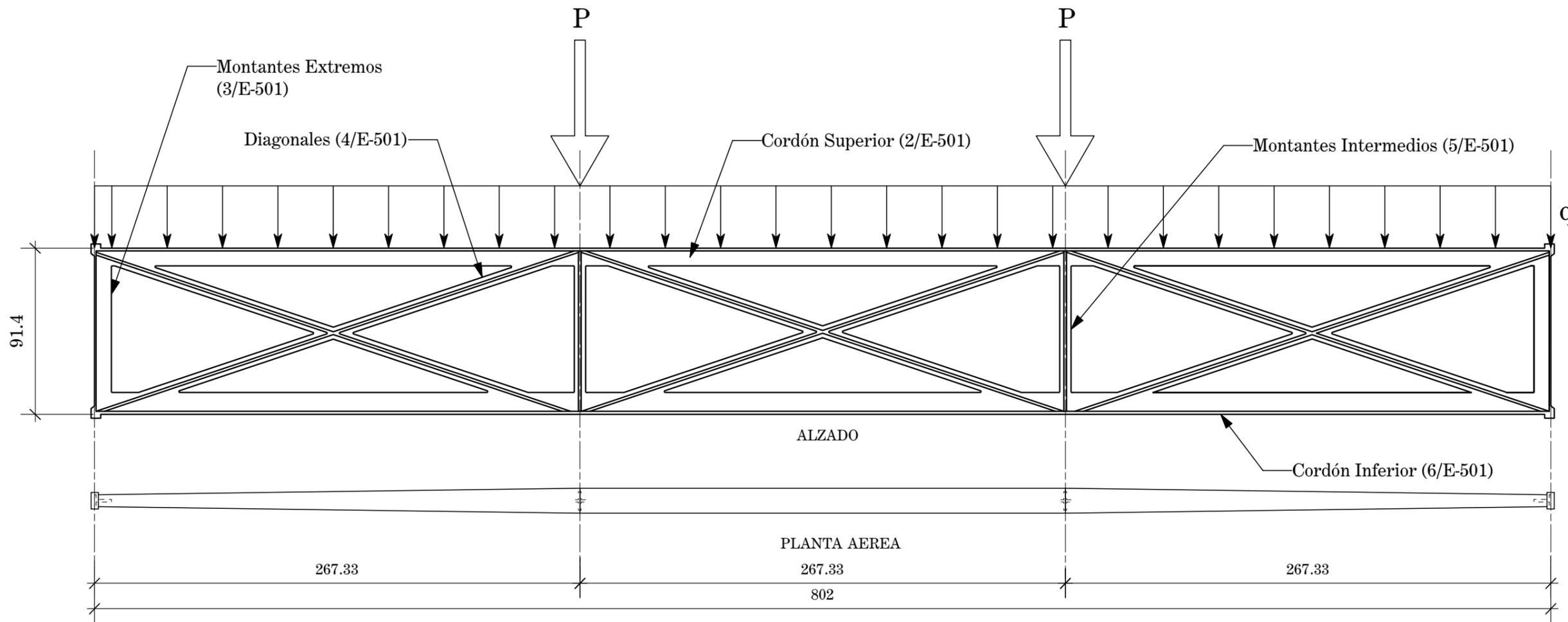
Plane Properties:
Area: 99.390 cm²
Perimeter: 109.27 cm

Centroid:
xC: 5155 cm
yC: 1587 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 3702.6 cm⁴
Section Modulus: 370.25 cm³
Radius of Gyration: 6.1035 cm

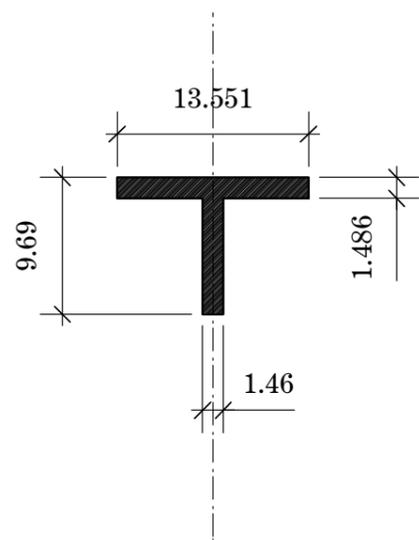
About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 3702.5 cm⁴
Section Modulus: 370.24 cm³
Radius of Gyration: 6.1035 cm

2 Sección de la Columna
Scale: 1:5

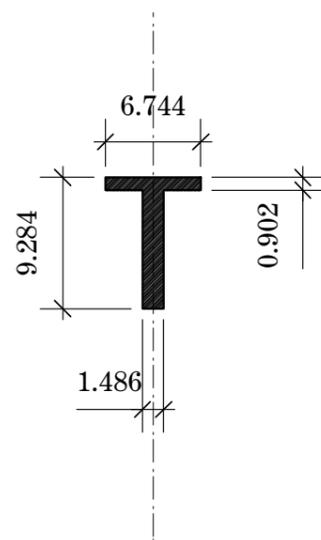


1 Viga de Celosía de Fundición
Scale: 1:25

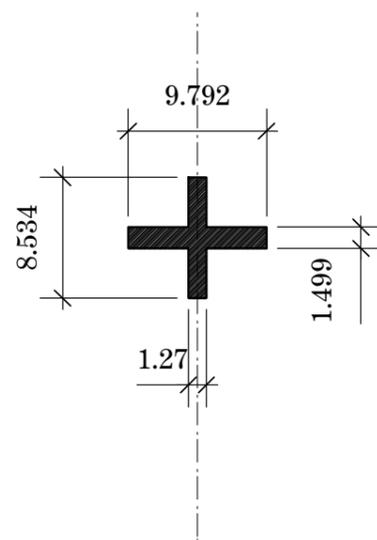
Medidas en cm.



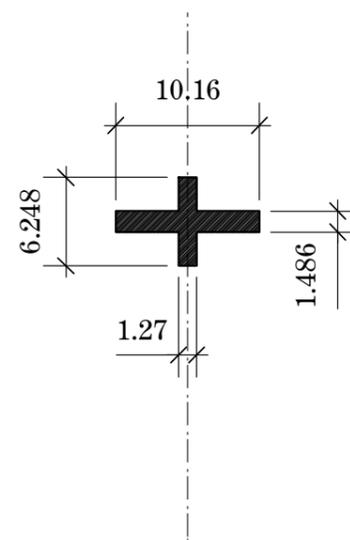
2 Cordón Superior
Scale: 1:5



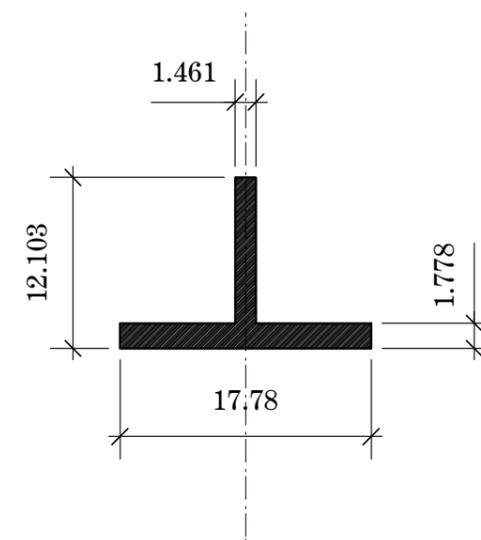
3 Montantes Extremos
Scale: 1:5



4 Diagonales
Scale: 1:5

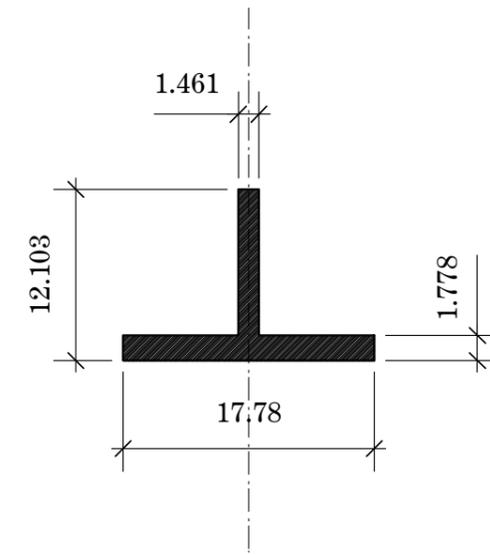
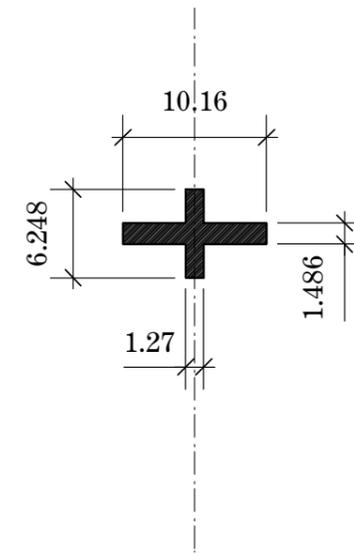
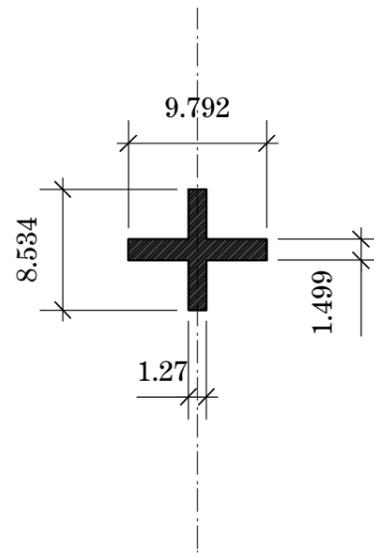
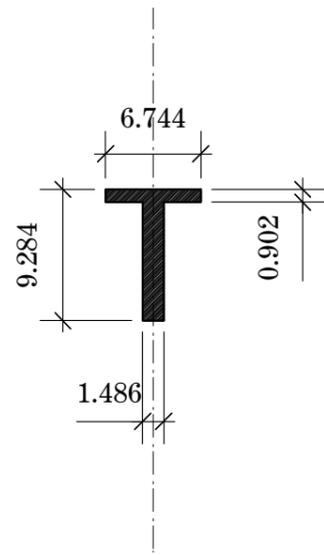
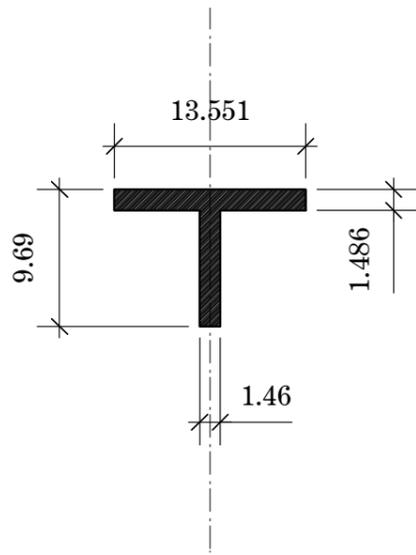


5 Montantes Intermedios
Scale: 1:5



6 Cordón inferior
Scale: 1:5

Nota: Las medidas de los elementos de la viga son aproximadas y basadas en los planos publicados por los arquitectos en Carstensen & Gildemeister, 1854



2 **Cordón Superior**
Scale: 1:5

3 **Montantes Extremos**
Scale: 1:5

4 **Diagonales**
Scale: 1:5

5 **Montantes Intermedios**
Scale: 1:5

6 **Cordón inferior**
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 32.118 cm²
Perimeter: 46.482 cm

Plane Properties:
Area: 18.536 cm²
Perimeter: 32.055 cm

Plane Properties:
Area: 23.609 cm²
Perimeter: 36.652 cm

Plane Properties:
Area: 21.145 cm²
Perimeter: 32.817 cm

Plane Properties:
Area: 46.693 cm²
Perimeter: 59.766 cm

Centroid:
xC: 5591 cm
yC: 1840 cm

Centroid:
xC: 5628 cm
yC: 1838 cm

Centroid:
xC: 5664 cm
yC: 1838 cm

Centroid:
xC: 5700 cm
yC: 1839 cm

Centroid:
xC: 5740 cm
yC: 1833 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 247.25 cm⁴
Section Modulus: 34.631 cm³
Radius of Gyration: 2.7746 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 161.37 cm⁴
Section Modulus: 28.242 cm³
Radius of Gyration: 2.9506 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 68.177 cm⁴
Section Modulus: 15.977 cm³
Radius of Gyration: 1.6993 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 28.249 cm⁴
Section Modulus: 9.0419 cm³
Radius of Gyration: 1.1558 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 516.19 cm⁴
Section Modulus: 55.746 cm³
Radius of Gyration: 3.3249 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 310.24 cm⁴
Section Modulus: 45.790 cm³
Radius of Gyration: 3.1080 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 25.337 cm⁴
Section Modulus: 7.5141 cm³
Radius of Gyration: 1.1691 cm

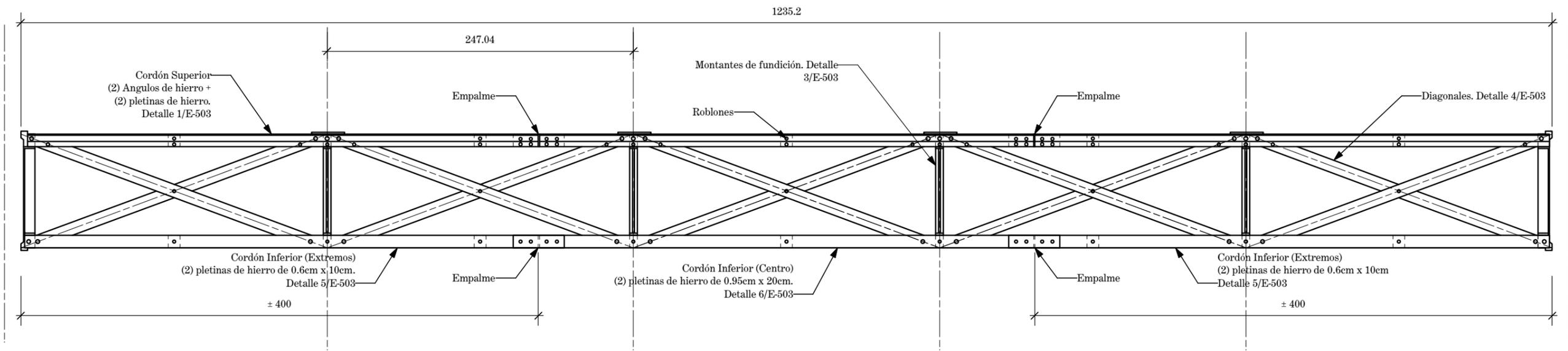
About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 118.44 cm⁴
Section Modulus: 24.192 cm³
Radius of Gyration: 2.2398 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 130.68 cm⁴
Section Modulus: 25.724 cm³
Radius of Gyration: 2.4860 cm

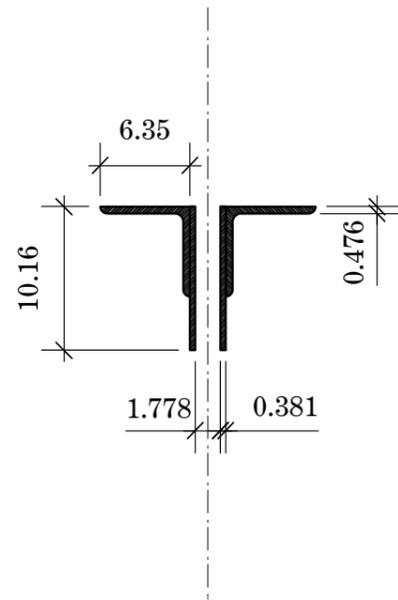
About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 835.49 cm⁴
Section Modulus: 93.981 cm³
Radius of Gyration: 4.2301 cm

Nota: Las medidas de los elementos de la viga son aproximadas y basadas en los planos publicados por los arquitectos en Carstensen & Gildemeister, 1854

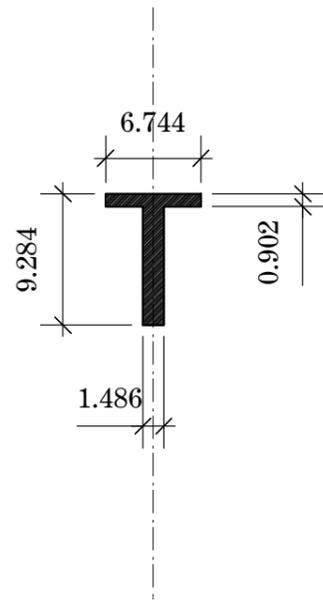
Medidas en cm.



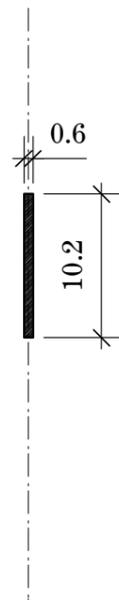
1 Viga en Celosía de Hierro Forjado con Montantes de Fundición
Scale: 1/35



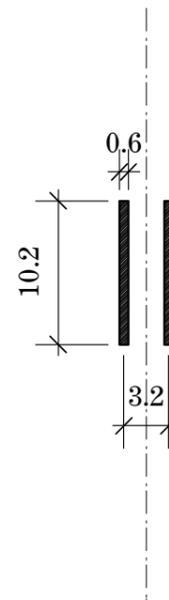
2 Cordón Superior
Scale: 1:5



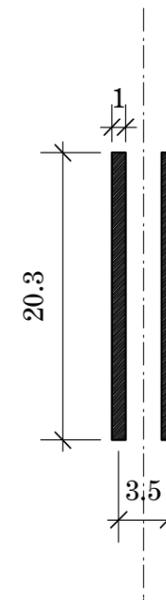
3 Montantes
Scale: 1:5



4 Diagonales
Scale: 1:5

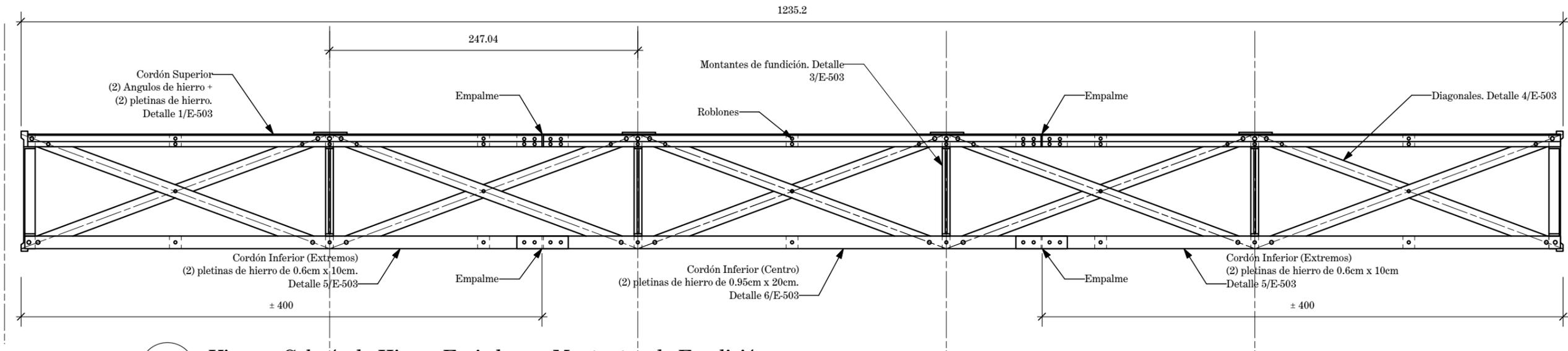


5 Cordón Inferior - Extremos
Scale: 1:5

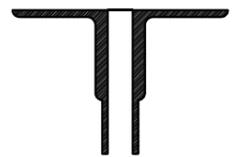


6 Cordón Inferior - Centro
Scale: 1:5

Nota: Las medidas de los elementos de la viga son aproximadas y basadas en los planos publicados por los arquitectos en Carstensen & Gildemeister, 1854



1 Viga en Celosía de Hierro Forjado con Montantes de Fundición
Scale: 1/35



Plane Properties:
Area: 19.342 cm²
Perimeter: 71.570 cm

Centroid:
xC: 6395 cm
yC: 1659 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 162.47 cm⁴
Section Modulus: 22.974 cm³
Radius of Gyration: 2.8983 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 156.66 cm⁴
Section Modulus: 20.335 cm³
Radius of Gyration: 2.8459 cm



Plane Properties:
Area: 18.536 cm²
Perimeter: 32.055 cm

Centroid:
xC: 6438 cm
yC: 1660 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 161.37 cm⁴
Section Modulus: 28.242 cm³
Radius of Gyration: 2.9506 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 25.337 cm⁴
Section Modulus: 7.5141 cm³
Radius of Gyration: 1.1691 cm



Plane Properties:
Area: 6.4516 cm²
Perimeter: 21.590 cm

Centroid:
xC: 6481 cm
yC: 1658 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 55.498 cm⁴
Section Modulus: 10.925 cm³
Radius of Gyration: 2.9329 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 0.21679 cm⁴
Section Modulus: 0.68279 cm³
Radius of Gyration: 0.18331 cm



Area: 6.45 cm² * 2 = 12.9cm²

5 Cordón Inferior - Extremos
Scale: 1:5



Area: 19.35 cm² * 2 = 38.7cm²

6 Cordón Inferior - Centro
Scale: 1:5

3.4 La construcción

El edificio del Crystal Palace de Nueva York fue el primer edificio de gran escala construido con estructura metálica en Estados Unidos y en todo el continente americano. Hasta la fecha las grandes construcciones metálicas se dedicaban a las obras civiles como puentes, acueductos, etc. para abastecer y colonizar el joven gran país. Si bien en 1852, fecha que comenzó la construcción del edificio, Nueva York era ya una de las ciudades más importante de Estados Unidos, aún estaba lejos de convertirse el epicentro de la construcción en altura de finales del siglo XIX.

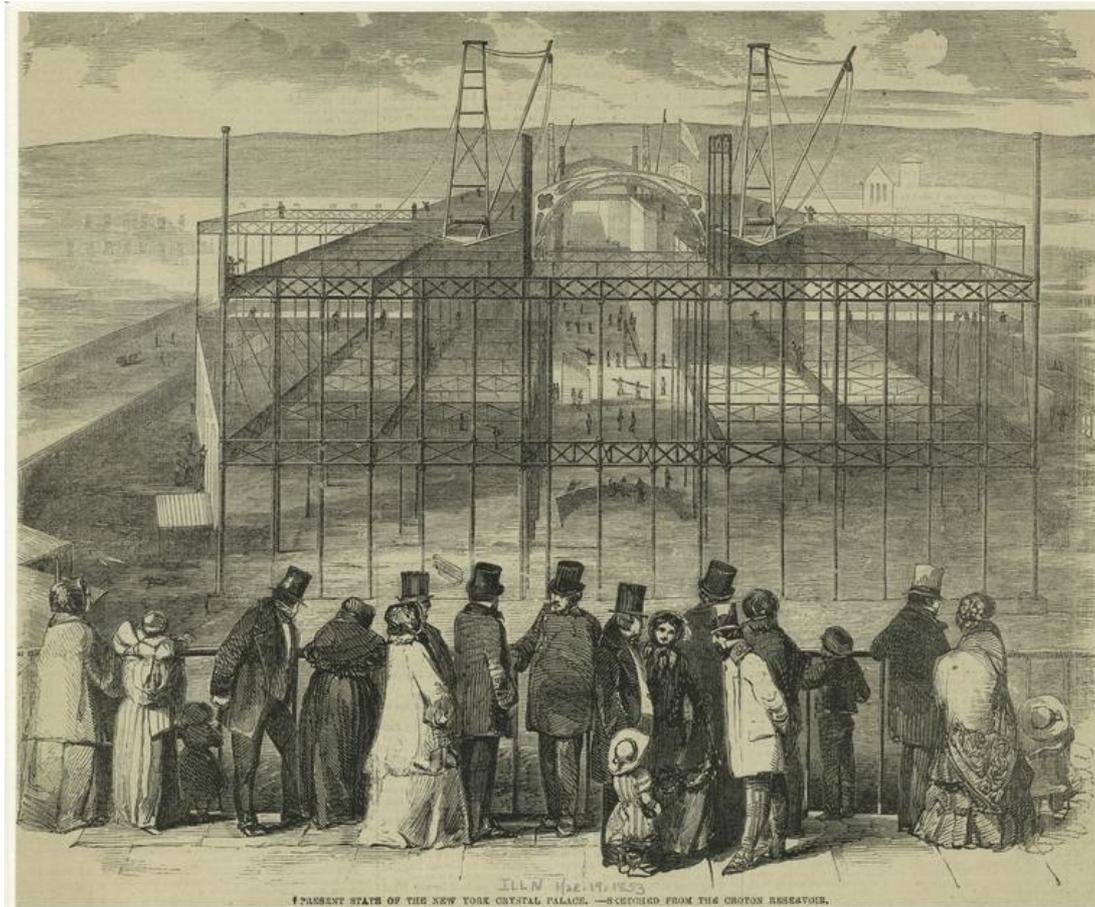


Figura 3.4.1: Vista de la construcción del Crystal Palace desde el Croton Reservoir publicado en *Illustrated News* el 19 de marzo de 1853. Fuente: *The New York Public Library*

La retícula urbana de la isla de Manhattan se diseñó en 1811 aunque todavía en 1852 solamente la punta sur de la isla estaba urbanísticamente desarrollada, que es donde se concentraba el grueso de la ciudad. Las construcciones hasta el momento consistían en su gran mayoría en pequeños edificios de dos, tres o cuatro alturas con estructuras sencillas resueltas con muros de fábrica de ladrillo y forjados de viguetas de madera. La construcción de los edificios se solía ejecutar de manera rápida entre los meses de marzo y noviembre debido al duro invierno de la ciudad, o bien, la construcción se interrumpía hasta que llegaran los meses cálidos. Los edificios de entonces no respondían a ningún diseño estructural, sino que se construían de manera empírica. Los albañiles sabían que espe-

El soporte de muro era el mínimo dependiendo de la altura para que fuera estable, y los carpinteros tenían sus reglas para saber cual era la sección que necesitaban. Estados Unidos tenía una gran tradición de construcción en madera debido a su abundancia y bajo precio. De hecho todavía hoy a la figura del constructor de edificios pequeños y casas se le conoce como *carpenter*.

En cuanto a edificios con estructuras metálicas en torno al año 1852 en Nueva York, se han encontrado escasos ejemplos. Los pocos ejemplos registrados son de pequeña escala y no representativos. Por ejemplo, el inventor y hombre de negocios James Bogardus construyó en 1848 un pequeño edificio de cinco alturas en Centre Street con Duane Street con una fachada completamente realizada con elementos estructurales de fundición [Gayle & Gayle, 1998, p. 129]. Por esas fechas empezaron a aparecer pequeños edificios industriales por la zona de Tribeca y SoHo en Nueva York cuyas fachadas de planta baja se realizaban con vigas y columnas de fundición, ya que permitían mayores luces para ser usados como escaparate.

El edificio del Crystal Palace supuso un reto tanto para su fabricación como para su construcción. Para su fabricación no había una empresa lo suficientemente grande para suplir las toneladas de hierro necesarias para su construcción en el plazo establecido. Por otro lado, para su construcción no existía la figura de un constructor especializado en grandes edificios porque no existían tales edificios o eran una minoría. Si lo trasladamos a la construcción civiles lo más parecido a un constructor general eran los ingenieros civiles, normalmente europeos, y relacionados con el ejercito. Esto tiene su explicación que se desarrollará en el Capítulo 4 el cual investiga, entre otras cosas, el papel del ingeniero en los Estados Unidos en el siglo XIX.

En la fabricación de la estructura metálica participaron 28 fundiciones diferentes. La gran mayoría de las fundiciones estaban situadas en la ciudad de Nueva York y alrededores aunque también en otros estados como Nueva Jersey, Pensilvania, Delaware y Connecticut. Para dotar de uniformidad entre los diferentes proveedores se contrató al taller Charles J. Sheppard & John Purvis, ubicado en la ciudad de Nueva York, para realizar los moldes de las piezas de fundición [Greeley, 1853, p. xii]

El edificio se diseñó con un carácter modular e industrial al igual que su precedente en Londres. De hecho el sistema de vigas y columnas de fundición era prácticamente idéntico en los dos edificios [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 22]. El edificio de Nueva York se basa en una retícula cuadrada simplificando de esa manera el tipo de vigas y columnas. En Nueva York la retícula era de 8,23 por 8,23 metros mientras que la retícula de Londres era algo menor, 7,31x7,31 m.

Todos los elementos estructurales en el edificio de Nueva York eran repetitivos salvo la pieza más destacable, la cúpula central de 30 metros de diámetro. El objetivo que tenía el diseño y la construcción del edificio era, en gran medida, adaptar una tecnología edificatoria que fuera rápida de construir, ligera, resistente, no combustible, que no necesitara

mano de obra especializada, que se pudiera prefabricar y que se pudiera ejecutar en pleno invierno.

Para entender como se organizaba la construcción se definen a continuación los principales agentes y cual era su papel dentro del proceso edificatorio:

- **Los Arquitectos** – (George Carstensen y Karl Gildemeister.) (Asistentes: Julius H. Kroehl, Oswald Dies, A. Bauer, J. Kay, A. Monte Lilla, A. Fisher, F. Strecker, J. Pritzi) [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 66].
Los arquitectos se encargaban de proveer los planos de construcción y los detalles para las piezas de fundición. Todo apunta a que parte del diseño de la estructura lo realizó el ingeniero Julius Kroehl, aunque no se han encontrado cálculos que lo corroboren. Los arquitectos no formaban parte del proceso constructivo aunque en los últimos meses tuvieron que trabajar junto a su ingeniero en el montaje de la cúpula ya que los superintendentes lo habían dado por imposible. También realizaron visitas a los talleres donde se fabricaba la estructura para inspeccionar el trabajo y los acabados.
Los honorarios que los arquitectos tenían para el diseño, planos de construcción, especificaciones, etc. era de 5.000 dólares. Dada la gran cantidad de subcontratistas, los arquitectos se vieron desbordados por todas las preguntas y aclaraciones que les requerían y solicitaron un aumento de honorarios. Finalmente solamente les pagaron 4.000 dólares, más 2.630 dólares pagado el 30 de noviembre de 1854 por todo el trabajo extra y los cambios de diseño [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 14].
- **Superintendentes** – Christian Edward Detmold (Ingeniero civil militar), Horation Allen (Ingeniero civil) y Edmund Hurry (Arquitecto) y otros siete miembros: Thomas H. Farren, G.W. Stanton, Henry M. Vaughan, Edward Clark, E. Leavenworth y F. Carstensen. Posteriormente en febrero se incluyeron Samuel Francis DuPont y Charles Henry Davis para supervisar el trabajo de los anteriores.
El equipo de superintendentes estaba compuesto por ingenieros y arquitectos que coordinaban y supervisaban la construcción. Ellos eran los responsables de coordinar el trabajo entre las diferentes subcontratas y cumplir los plazos establecidos. Eran elegidos por la mesa de directores de la exposición y eran el contacto entre la comisión y la obra.
- **Taller de moldes y patrones** – Sheppard & Purvis
Sheppard & Purvis era la fundición que se encargó de recibir los planos de los arquitectos y ejecutar los moldes para las piezas de fundición en los plazos establecidos por los superintendentes. Posteriormente los moldes se suministraban a las diferentes fundiciones encargadas de realizar la estructura metálica de fundición.

- **Fundiciones (iron works)** – Se contrató a veintiocho diferentes empresas. Para la lista completa véase el Capítulo 5.
Las fundiciones fabricaban los elementos de fundición como vigas, columnas, paneles de fachada, etc. y también los elementos estructurales de hierro forjado, que era el otro tipo de hierro utilizado. Por lo general eran empresas pequeñas con una capacidad limitada de fabricación. Una vez realizadas las piezas en el taller se enviaban a obra para ser instaladas. En el caso de piezas de gran longitud, como las costillas de la cúpula o las vigas de hierro forjado, estas se ensamblaban en obra.
- **Montadores** – Noe & Marshall
La estructura metálica no la montaban las fundiciones sino que era otra empresa, la Noe & Marshall, la encargada de instarla [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 13].
- **Albañiles** – Stewart & Smith, Lorenzo Moses y M. B. Osborn.
Su trabajo en el edificio se limitó a los cimientos ya que el resto de la estructura no requería de albañiles.



*Figura 3.4.2: Carruaje transportando una de las columnas del Capitolio de Washington DC en 1857.
Fuente Library of Congress*

La construcción. Ni los ingenieros, ni los arquitectos contaban con experiencia previa en este tipo de edificios. La construcción duró desde el 4 de septiembre de 1852, fecha que comenzó la construcción de los cimientos, hasta el 14 de julio de 1853. Esto es en torno a 10 meses y medio, dos meses y medio más que lo previsto inicialmente, 2 de mayo. La

aceptación del diseño del edificio fue el 26 de agosto de 1852, y el comienzo del trabajo de los cimientos fue el 4 de septiembre, por lo que apenas transcurrió una semana. Este plazo era insuficiente para generar un diseño acabado, planos y especificaciones, por lo que el proyecto todavía se encontraba en una fase inicial al arranque de la construcción.

El 25 de septiembre se contrató la fabricación de la estructura metálica a las diferentes fundiciones, esto es un mes después de la aceptación del concurso. Los cimientos se desarrollaron al ritmo establecido y estuvieron finalizados para recibir las columnas el 30 de octubre momento en que se instala la primera columna. A partir de aquí la construcción entra en un letargo hasta finales de noviembre. A la luz de estas fechas se entiende que o bien en dos meses de producción las fundiciones no fueron capaces de proveer la estructura en el plazo previsto, o bien que el diseño y los planos que tenían que proveer los arquitectos no estaban finalizados, o una combinación de ambas. Otro factor que pudo influir en los retrasos iniciales fue que una vez los contratos con las fundiciones estaban cerrados, los precios del hierro subieron sustancialmente y los suministradores de hierro empezaron inmediatamente a incumplir los plazos y el suministro [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 15].

Llegaron los meses duros de invierno en la ciudad, diciembre, enero y febrero. Las nevadas complicaron el transporte de los materiales en la obra y su montaje, y las temperaturas bajo cero harían una autentica odisea trabajar a la intemperie. En el mes de enero el panorama todavía era descorazonador. La prensa manifestó diversas quejas y acusaciones de retrasos y negligencias hacia la dirección de las obras y sobre todo hacia los arquitectos [Carstensen & Gildemeister, 1854, p.13].

En el mes de febrero la mesa de directores de la Exposición decidió ampliar el edificio para albergar más expositores [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 18]. Esto, indudablemente supuso una mayor carga de trabajo tanto para los arquitectos como para los contratistas, los cuales ya iban suficientemente retrasados con las entregas.

En el mismo mes, y debido al lento avance de la estructura, los arquitectos contrataron al ingeniero Julius Kroehl para asistir en la estructura y en su montaje. Tras meses de fabricación de la estructura metálica, la fase más importante de la construcción en esos momentos era el montaje de la estructura en obra, dado que la gran mayoría de piezas metálicas ya estarían fabricadas.

El **sistema de montaje** de la estructura se basaba en un “mecano” donde todas las piezas se unían mediante llaves o tornillos previamente diseñados. En primer lugar se instalarían las columnas de fundición que normalmente constaba de tres piezas, una pieza base, el fuste, y una pieza superior, las cuales se unían mediante tornillos. Las columnas no contaban con anclajes en su base por lo que deberían ser arriostradas con una estructura auxiliar para mantenerlas en su posición vertical. Una vez instaladas un numero suficiente de columnas se instalarían las vigas de fundición de la primera planta. La conexión entre las

columnas y las vigas no contaba con tornillos sino que se encajaban mediante llaves realizadas en ambos elementos. Esto permitía una mayor rapidez de ejecución.

Una vez instaladas las columnas de planta baja y las vigas de fundición de la planta primera sería el momento de instalar los forjados. Los forjados se realizaban con vigas invertidas de madera, viguetas y tarima de madera. El forjado serviría de plataforma de trabajo donde para la instalación de las columnas y las vigas de la planta superior. Sin embargo no parece que fuera así como se realizó. Analizando las imágenes encontradas (Véase figura 3.4.1) se comprueba que la estructura metálica de las plantas superiores se instaló sin estar los forjados de madera realizados. Esto conllevaría una mayor complicación del trabajo ya que se necesitarían mayores medios auxiliares para llegar a las partes altas, o bien que los trabajadores arriesgaran su vida caminando y trabajando sobre las vigas para completar el montaje. En la figura 3.4.3 se aprecian varios “funambulistas” en las vigas de las cubiertas situadas a casi 20 metros del suelo.

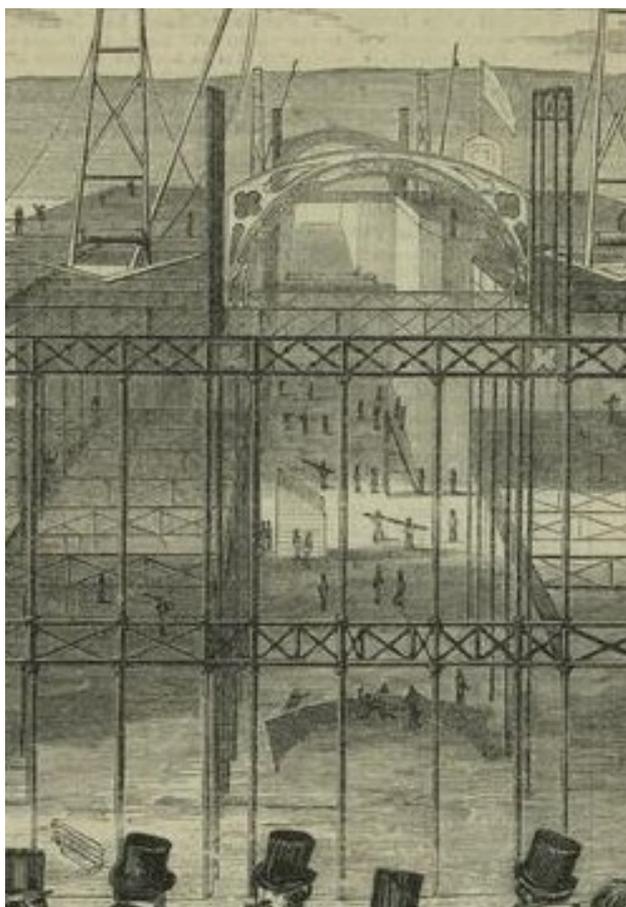


Figura 3.4.3: Vista ampliada del Figura 3.4.1 donde se aprecian los trabajadores acarreamo un arco y en las cubiertas varios trabajadores.

El proceso de construcción en la planta primera sería similar al de la planta inferior. Se instalarían las columnas y posteriormente las vigas de fundición y finalmente el entrevigado.

Las cuatro naves centrales de mayor altura estaban cubiertas con arcos realizados con dovelas de fundición que descasaban en ménsulas instaladas en las columnas. Cada arco estaba compuesta por siete dovelas de fundición conectadas mediante tornillos. Los arcos se ensamblaban en el suelo y eran izados para su instalación. Esta afirmación se comprueba en la figura 3.4.3 donde se observan a seis personas acarreamo uno de los arcos. Los arcos se montaron una vez terminados la instalación de la estructura metálica de las plantas inferiores.

Para el izado de la estructura metálica se utilizaron al menos cuatro torretas que harían las veces de grúas torres. Como se aprecia en la figura 3.4.1 cada torreta estaría situada en un cuadrante del edificio. La erección de la estructura se realizaba toda a la misma vez ya que

las imágenes encontradas no se observa que una parte de la estructura fuera más avanzada que otras.

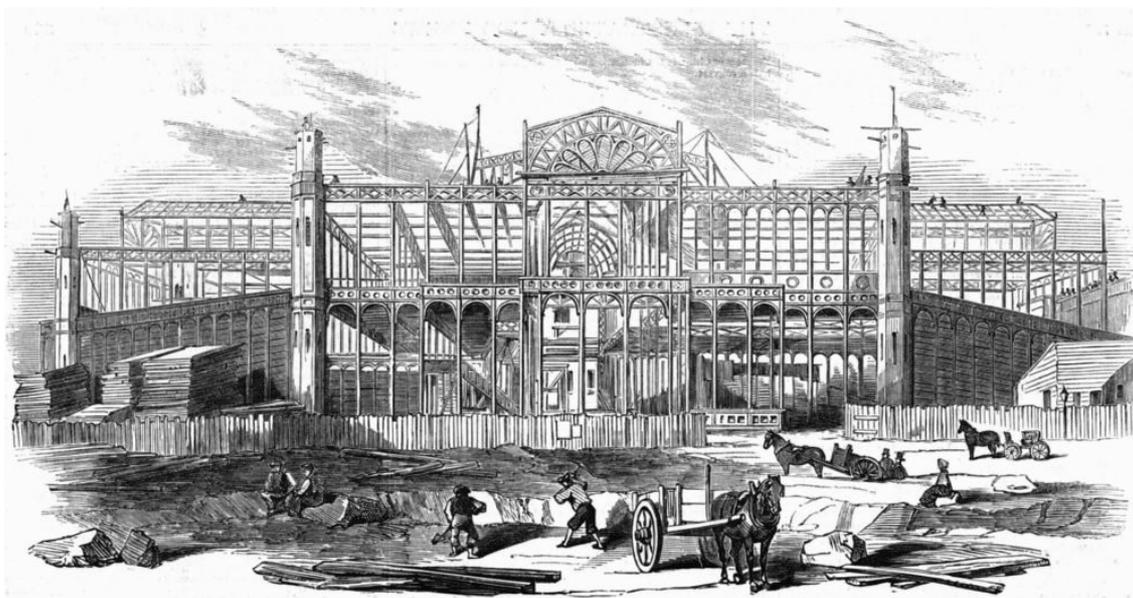


Figura 3.4.4: Vista de la construcción del Crystal Palace publicada en *Illustrated London News* en torno a marzo de 1853. Fuente: www.nycurbed.com

Una vez terminada la mayoría de la estructura metálica se empezarían los trabajos del entrevigado de las plantas bajas y posteriormente de la cubierta. Al mismo tiempo, se instalarían los paneles de fachada de la planta baja primero y posteriormente de las plantas altas. Esta secuencia se comprueba en la figura 3.4.4, donde se aprecia que la estructura metálica está terminada a falta de la cúpula central y el entrevigado de la planta primera junto con los paneles de fachada están siendo instalados.

La parte más significativa e importante del edificio, la cúpula, se empezó a construir una vez la estructura principal estaba terminada. Su fabricación empezó a mediados del mes de febrero de 1853 y la llevaron a cabo las fundiciones Hogg & Delamater y Mott & Ayres. La cúpula no estuvo exenta de polémica desde su diseño hasta su construcción y montaje. De hecho el grupo de superintendentes estuvo aproximadamente dos meses, desde finales de febrero a finales de abril, tratando de construir la cúpula sin conseguirlo. Hasta tal punto llegó su frustración que resolvieron que la cúpula no podía ser construida en Estados Unidos, y que la mejor solución sería que la construyeran en Inglaterra y que la enviaran por barco [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 17]. Los arquitectos se negaron rotundamente a que la pieza insignia no fuera construida en Estados Unidos, por lo que se encargaron ellos mismos, con la ayuda de su ingeniero asistente Julius Kroehl, de su diseño, fabricación y montaje. Dado que el tiempo era muy ajustado, los arquitectos tuvieron que basar el diseño de la cúpula a partir de los perfiles que podían conseguir.

El montaje de la cúpula se realizó de la siguiente manera. La linterna se ensambló en el suelo y se elevó a su posición final mediante dos estructuras auxiliares realizadas de madera, las cuales eran 3.5 m más altas que la altura final de la cúpula. Cuatro torretas a modo de grúas fueron instaladas en el anillo inferior de la cúpula las cuales se encargaban de colocar las costillas en su sitio. Cada costilla se ensamblaba en el suelo y se izaba con las torretas hasta su posición final donde se anclaba al anillo inferior y en la base de la linterna. Una vez todas las costillas estaban instaladas y el arriostramiento colocado, se retiraban los soportes auxiliares. El montaje de la estructura principal de la cúpula se realizó en tan solo cuatro días y gran parte del éxito fue atribuido a Kroehl [Carstensen & Gilde-meister, 1854, p. 42-43].



Figura 3.4.5: Aspecto del Crystal Palace en la fecha de inauguración original. Publicado en Illustrated News en el 14 de mayo de 1853. Fuente: Art and Picture Collection, The New York Public Library. (1853-05-14). Present appearance of the Crystal Palace

El montaje de la cúpula recuerda a la manera de construir bóvedas en época medieval, donde la clave central era la primera pieza que se situaba con una torreta auxiliar. Posteriormente se iban montados los nervios desde la base de la cúpula y finalmente la plementería.

A partir del montaje de la cúpula los trabajos de acabados y remates se desarrollaron con mayor rapidez, que albergaría a más de 600 trabajadores a la vez [Greeley, 1853, p. 16]. Debido a la falta de tiempo, un número de cambios en los acabados fueron introducidos para aligerar el proceso y el presupuesto. La gran mayoría de cambios vino directamente de la comisión de la Exposición. Por ejemplo, los paneles de fundición de las fachadas, los cuales tenían motivos ornamentales y bajorrelieves, fueron sustituidos por chapa lisa de hierro en las plantas primera y segunda, y en el tambor de la cúpula [Carstensen & Gilde-

meister, 1854, p. 35-36]. También se tuvo que rectificar los canalones de fundición de las cubiertas ya que se habían realizado con una forma semicircular en vez de tres cuartos de circunferencia como se describía en los planos y por lo tanto no eran capaces de recoger debidamente el agua de las cubiertas [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 36]. Otro ejemplo de arreglos de última hora fue que se tuvieron que proveer más piezas de desagüe en la parte inferior de las columnas para que las cubiertas drenaran adecuadamente [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 25]. Otro cambio, que por fortuna no se realizó, fue, a propuesta del equipo de superintendentes, el no instalar las cuatro escaleras dobles semicirculares de debajo de la cúpula (Véase Figura 3.6.1), otra de las piezas más características del edificio. Lo sorprendente era que las escaleras ya estaban fabricadas y listas para ser montadas [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 32].

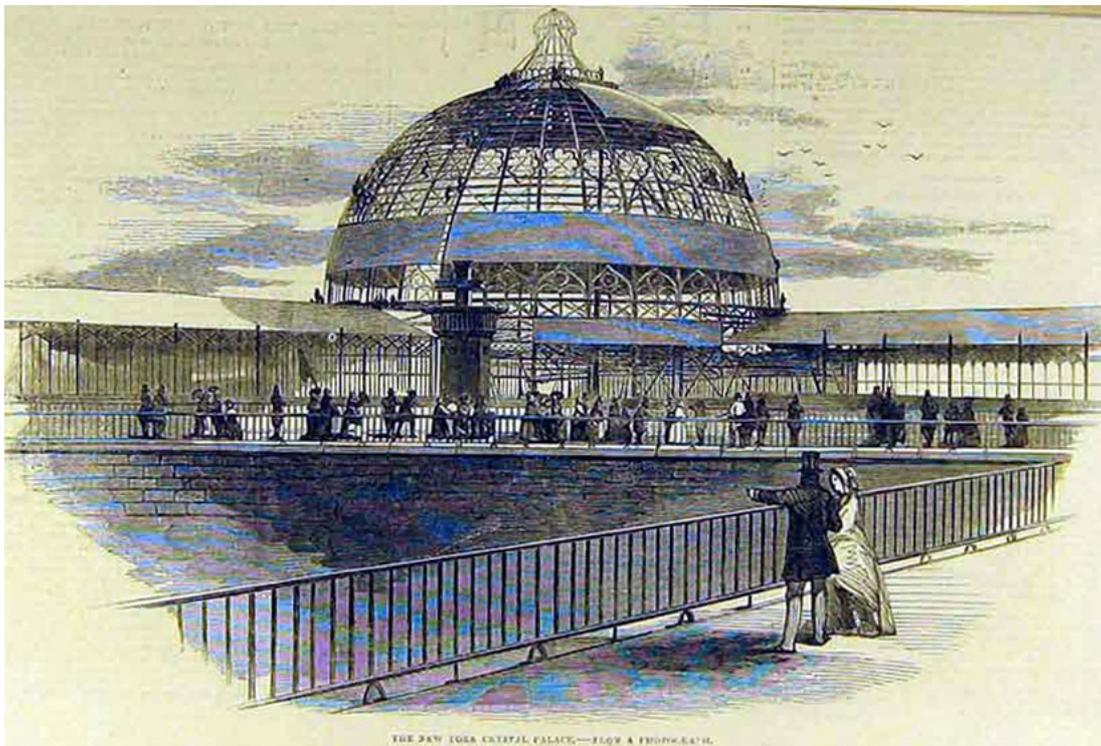


Figura 3.4.6: Vista del edificio en construcción desde el Croton Reservoir. En la imagen se aprecia el trabajo en cubiertas una vez la estructura de la cúpula estaba terminada. Fuente: *Illustrated London News*, mayo de 1853

Del análisis del proceso constructivo se establecen las siguientes reflexiones:

1. A pesar de las dificultades, el Crystal Palace de Nueva York se construyó en un tiempo récord, 10,5 meses. Los cambios, los añadidos de última hora y los fallos de diseño y ejecución ponen de manifiesto una precariedad en el proceso constructivo lejos del proceso industrializado que se buscaba. Los cambios trataron de agilizar y abaratar el edificio aunque consiguieron que el edificio perdiera majestuosidad. El elegante interior con las vigas de fundición en celosía, las esbeltas columnas, los arcos de las naves y sobre todo la cúpula dotaron al edificio de la elegancia faltante en los acabados exteriores.

2. Al igual que su sucesor en Londres, el Crystal Palace de Nueva York es toda una revolución a nivel industrial. Por primera vez los componentes del edificio pueden ser comprados directamente en una fábrica. Componentes pequeños, hechos de hierro y cristal, que se pueden exportar y que no requieren ninguna habilidad especial para su montaje. Elementos repetitivos y sencillez de montaje.
3. El reparto de los contratos entre las 28 fundiciones para fabricar la estructura metálica tenía como objetivo agilizar la fabricación y la construcción aunque tuvo el efecto contrario. Al mismo tiempo, la falta de un equipo experimentado que coordinara las obras supuso retrasos importantes.
4. La falta de medios auxiliares y tecnología edificatoria dista de todo los medios y maquinaria utilizada en la construcción del Crystal Palace de Londres. En Londres se revisaban y testeaban todas las vigas de fundición “in-situ” antes de ser instaladas con una máquina diseñada para tal fin [McKeam, 1994, p. 26]. No se han encontrado indicios que apunten a que este nivel de precisión fuera empleado en el edificio de Nueva York.
5. En el Crystal Palace se pone de manifiesto la división del trabajo expuesta por Adam Smith en el siglo XVIII. El proceso edificatorio se asemeja a una cadena de montaje donde cada trabajador tiene una labor específica dejando a un lado la habilidad o la experiencia requerida en el trabajo constructivo.
6. No parece que hubiera una planificación previa por parte del equipo de diseño ya que los planos se iban realizando mientras se construía el edificio. De hecho tan solo transcurre una semana entre la aceptación de la propuesta de los arquitectos y el inicio de las obras.
7. Queda demostrado que la industria de la fabricación de estructuras metálicas en 1852 y 1853 todavía estaba en sus primeras fases. Para el suministro de la estructura metálica se tuvieron que contratar a 28 empresas para cumplir con el objetivo. Por poner un ejemplo el hierro del edificio del Crystal Palace de Londres, con un volumen tres veces mayor, lo suministró una única empresa.

3.5 Los arquitectos

Los arquitectos ganadores del concurso fueron George Carstensen y Charles Gildemeister, los cuales se presentaron por pura casualidad. Unos amigos les animaron a presentarse al concurso, del cual desconocían, a tan solo tres semanas antes de que se cerrara el plazo [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 11 (2)]. Ambos arquitectos eran europeos y habían emigrado a Nueva York en 1848 a raíz de las revueltas y guerras que se libraban en Dinamarca y en Alemania, de donde eran originales. Ambos venían de familias de alta clase social en sus respectivos países y ninguno de los dos tenía experiencia previa conocida como arquitectos. De hecho Carstensen es recordado como empresario y Gildemeister como litógrafo en sus países de origen.

Johan Bernhard Georg Carstensen (1812 - 1857) de origen danés fue un empresario, escritor, arquitecto y teniente de la armada danesa. Es recordado en Copenhague por ser el fundador de los Jardines Tivoli construidos en 1843. Era hermano del gobernador Edward James Arnold Cartensen, y del oficial de la marina William August Carstensen.

Los Jardines Tivoli fueron el primer parque de atracciones de Dinamarca, el cual sigue en funcionamiento en la actualidad. El rey Christian VIII de Dinamarca concedió a Cartensen una cesión de tierras por cinco años para que fundara este parque. Desde su inauguración en 1843 fue todo un éxito. En el recinto habían variedad de atracciones, restaurantes, conciertos, jardines de flores e incluso una montaña rusa. Por las noches, el parque se iluminaba y al cerrar se disparaban fuegos artificiales.

En 1847 Carstensen fundó el Casino de Copenhague como una extensión del parque de atracciones para los meses de invierno. El edificio fue diseñado por el arquitecto Harald Conrad Stilling. El Casino no ganó mucha popularidad y fue a la quiebra al poco tiempo.

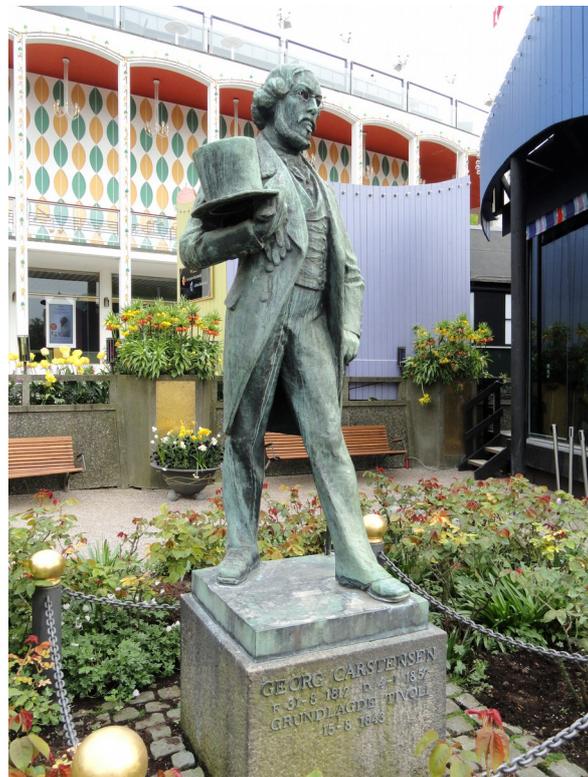


Figura 3.5.1: Estatua de George Carstensen en Copenhague. Fuente: Dadero (Dominio público)



Figura 3.5.2: Fotografía de la Alhambravej alrededor de 1860. Fuente: <http://vaeggen.copenhagen.dk/media/4233>

Tras el fracaso del Casino y desacuerdos con los directores del Tivoli se alistó en la armada y solicitó ser enviado a las Indias Occidentales Danesas en el Mar Caribe [Den Store Danske Encyklopædi, 2016]. En 1852 residió en la ciudad de Nueva York hasta 1855, momento en que regresa a su ciudad natal, Copenhague. A parte del Crystal Palace no se conoce ninguna otro proyecto suyo en Estados Unidos.

A su regreso a Copenhague se embarcó como promotor en el proyecto de la construcción de un parque de atracciones que compitiera con los Jardines Tivoli. El nombre del nuevo recinto se llamó Alhambra, *Alhambravej* en danés (Figura 3.5.2). El edificio principal que albergaría el teatro tenía un estilo morisco que en algunos elementos recordaba al Crystal Palace de Nueva York como por ejemplo las torres situadas en cada vértice, las formas y proporciones.

Cartensen murió en 1857 sin ver finalizado el proyecto que abrió ese mismo año. El proyecto duró unos cuanto años y a principios de 1870 se cerró y demolieron los edificios [Den Store Danske Encyklopædi, 2016].

No se han encontrado registros de que Carstensen tuviera ninguna formación como arquitecto. De hecho en varias fuentes lo citan como empresario, promotor y teniente de la armada, pero no destacan su faceta como arquitecto.

Karl Gildemeister (1820 – 1869), también conocido como Charles Gildemeister, nació en la ciudad alemana de Bremen. Era hijo del senador Johann Carl Friedrich Gildemeister y hermano del periodista, escritor y alcalde de Bremen Otto Gildemeister.

Gildemeister empezó sus estudios superiores en la Karlsruhe Polytechnic School, aunque los concluyó en la Berliner Bauakademie. Durante ese tiempo trabajó como aprendiz con el arquitecto de Bremen J. E. Polzin. Como parte de su educación realizó viajes a Italia y a Grecia. En vistas de la Revolución Alemana de 1848 emigró a Nueva York. Durante la depresión de 1857 en Estados Unidos regresó a Alemania donde impartió clases de arte en la escuela de Bremen hasta su temprana muerte.



Figura 3.5.3: Cuadro titulado "Hokanum" (1851) por Karl Gildemeister. Fuente: Florence Griswold Museum

En su etapa en Nueva York, 1848 – 1857, trabajó como pintor y litógrafo. En 1850 pinta el cuadro "Hokanum" con una vista bucólica de una casa y jardines para el banquero Morris Ketchum (Figura 3.5.3). Posteriormente fundó en 1851, junto al artista Otto Boetticher, también emigrante alemán, la firma "Botticher & Gildemeister" situada en 289 Broadway, dedicándose a pinturas de retratos. En 1853 Boetticher se asoció con otro artista, Thomas Benecke, por lo que se rompe su asociación con Gildemeister [Spassky et al, 1985, p. 3]. En 1851 realizó al menos cuatro litografías relacionadas con vistas de Nueva York y sus alrededores³.

3 "View of the Narrows", y "View of the Hudson River" (1851) [citado en Frank Weitenkamp. *American Graphic Art*. Henry Holt & Co, New York, 1912, pp. 185-186]

"Seventh Regimen on Review, Washington Square, New York" (1851) [citado en *American Paintings: A Catalogue of the Collection of the Metropolitan Museum of Art*, Volúmenes 1-2. Metropolitan Museum of Art. New York, 1965, p. 5.]. Y "View of the Peekskill, New York" (1851)

En 1852 ganó el concurso para el diseño de edificio del Crystal Palace y hasta finales de 1853 trabajó junto a Carstensen en su diseño y construcción. A partir de la terminación del edificio no se conoce trabajo suyo ni como arquitecto ni como pintor o litógrafo en Nueva York.

En 1857 volvió a su ciudad natal Bremen donde realizó varias litografías de la ciudad (Figura 3.5.4). Posteriormente trabajó como profesor de arte en la universidad de Bremen hasta su muerte en 1869 [Riemann & Hammer-Schenk, 2004, pp. 129-130].



Figura 3.5.4: "Plaza del Mercado de Bremen" (1859) por Karl Gildemeister. Fuente: Bridgeman Art Library Ltd. (Dominio público)

3.6 Vida y uso del Crystal Palace

“We hold that the Crystal Palace is, if anything, the most eminent tribute to art and industry that this country and this century can pay⁴.”

Horace Greeley⁵



Figura 3.6.1: Grabado del edificio del Crystal Palace construido para la Exposición Internacional celebrada en Nueva York en 1853. A la izquierda el observatorio Lattin construido también para la ocasión. Grabado realizado y publicado por Capewell & Kimmel, 208 Broadway, N.Y. Fuente: The Miriam and Ira D. Wallach Division of Art, Prints and Photographs: Print Collection, The New York Public Library.

El edificio y la exposición celebrada en 1853 fue una de las primeras atracciones turísticas de la ciudad de Nueva York. Un edificio de hierro y vidrio que no tenía precedentes en Estados Unidos. Nacido tras la estela de éxito del Crystal Palace de Londres, Nueva York, o más bien sus empresarios, no dejaron escapar la oportunidad para que su ciudad, en plena expansión, no tuviera un edificio puntero como el que tenía Londres. Aparte de atraer visitantes, su objetivo era fomentar la industria y el arte en un país que estaba entrando en la revolución industrial. La cúpula central realizada con costillas de hierro forjado en forma de celosía, fue su pieza maestra. Con un diámetro de 30 m entraba dentro de las

4 “Estamos seguros de que el Crystal Palace es, en cualquier caso, el tributo más grande al arte y a la industria que este país y este siglo puede pagar.”

5 Horace Greeley fue un importante editor y director de uno de los periódicos más influyentes de la época, el New York Tribune. También fue miembro muy activo de la asociación de la exposición de Nueva York de 1853.

cúpulas más grandes jamás construidas y una de las primeras en utilizar estructura metálica.

La Exposición, y el edificio, fueron promovidos únicamente con capital privado. Las obras tuvieron un coste de 300.000 dólares. Sus dimensiones eran más modestas que las del edificio de Londres pero en muchos aspectos fue más innovador. No obstante, el diseño, y sobre todo la construcción, dejaron ver que EEUU no tenía una industria experimentada como tenía Gran Bretaña. La falta de profesionales relacionados con la construcción de grandes edificios se materializó en retrasos y soluciones ad-hoc en el edificio. La limitada producción de las fundiciones hizo que la estructura metálica se construyera entre más de 20 fundiciones diferentes. La escasa experiencia de los ingenieros y arquitectos en este tipo de construcciones quedó reflejado cuando el ingeniero jefe dijo que no era posible construir la cúpula y que era mejor que la construyeran en Inglaterra y la enviaran por barco [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 17.]. Todos estos condicionantes pusieron de manifiesto la todavía precaria tecnología edificatoria en EEUU y Nueva York a inicios de la década de 1850.

Crystal Palace	<u>Londres (1851)</u>	<u>Nueva York (1853)</u>
Superficie construida	92.000 m ²	21.000 m ²
Hierro de fundición empleado	3.800 toneladas	1.200 toneladas
Hierro forjado empleado	700 toneladas	300 toneladas
Vidrio plano empleado	83.600 m ²	4.180 m ²
Tiempo de construcción	8 meses	10 meses
Número de contratistas	1 (Fox & Henderson)	> 20

Tabla 3:1: Comparativa entre el Crystal Palace de Londres y Nueva York. Fuentes: [McKeam, 1994], [Bowen & Friedman, 2012] y [Berlyn y Fowler, 1851]

La construcción del edificio en Londres fue una proeza que intentó ser replicada en Nueva York aunque sin demasiado éxito. En Londres solamente hubo una empresa contratista general, Fox & Henderson, que coordinaba y planificaba minuciosamente cada paso de la construcción. William Fox (1810-1874) era un ingeniero civil destacable y John Henderson (c1812-1858) estaba especializado en la manufactura y fabricación de estructuras de hierro, por lo que formaban una combinación perfecta. Teniendo una superficie en torno a tres veces mayor que el edificio de Nueva York, se completó en tan solo 8 meses. Varios inventos creados por Fox & Henderson acortaron tiempos de ejecución al tratarse de una estructura modular y repetitiva. Además, la rapidez no fue en contra de la calidad. Por ejemplo, las vigas principales eran rigurosamente testeadas en una máquina fabricada para ese propósito (Figura 3.6.2). La viga era levantada de la carreta, pesada, testada en la máquina y finalmente instalada o acopiada en menos de 4 minutos [McKeam, 1994, p. 26].

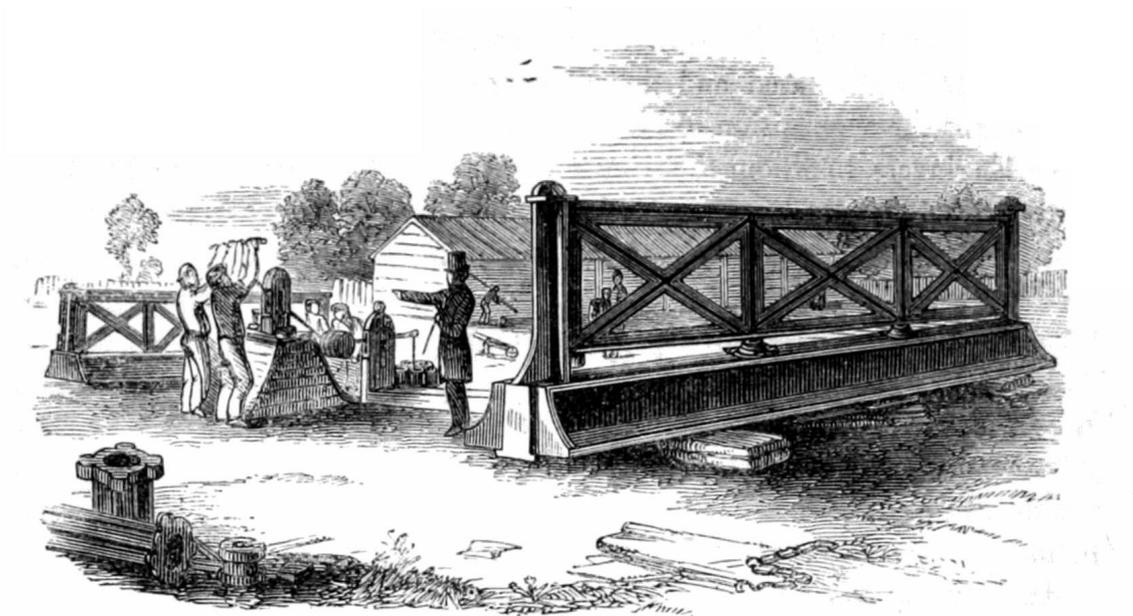


Figura 3.6.2: Grabado mostrando la máquina para testear las vigas de fundición en el Crystal Palace de Londres. Fuente: [Berlyn y Fowler, 1851, p. 56]

La Exposición de Nueva York tuvo varios objetivos: el económico, con sus inversores que evidentemente querían sacar intereses de su inversión; el pedagógico, para educar al pueblo americano mostrándole las novedades de la industria junto a las piezas de arte más bellas; y por último el industrial, para potenciar la construcción en hierro. El presidente de la Exposición, Theodore Sedgwick (1811-1859), afirmaba en su discurso con la instalación de la primera columna, que el edificio daría un gran impulso a la construcción en hierro y reclamaba la figura del edificio como un parque para adultos con la esperanza de que se convirtiera en una gran galería de arte para la gente [Greeley, 1853].

En la Exhibición de Nueva York se expusieron, por un lado, esculturas, pinturas, daguerrotipos, estereoscopios, una maqueta de la ciudad de Nueva York, animales exóticos disecados, etc. Por otro lado, los mayores avances de máquinas relacionadas con la manufactura y la agricultura. En total albergó bienes y productos provenientes de más de 6.000 expositores de alrededor del mundo [Greeley, 1853].

La Exposición y el edificio tuvieron una gran acogida por parte del público. Se instaló un sistema de iluminación para poder ser visitado por la noche. Según Coleman, había más lámparas de gas en el edificio que en todas las calles de Nueva York. En un principio el edificio no contaba con calefacción pero fue posteriormente instalada cuando se extendió el plazo de cierre de la exposición hasta después del invierno, convirtiéndose de esta manera en uno de los primeros edificios con un sistema de calefacción en el país [Coleman, 1960]. Por otro lado, los inversores de la exposición se quejaban de que era más visitada por la gente de las zonas rurales que por los residentes de la ciudad y animaban constantemente a que acudieran. Su inversión dependía de las entradas aunque éstas habían sido limitadas a un coste máximo de 50 céntimos por la ciudad de Nueva York a cambio de la cesión de las tierras por 5 años. Ya en aquel entonces Greeley decía que “la vieja his-

toria, el desconocido conoce mejor los espectáculos de la ciudad que los propios habitantes” [Greeley, 1853].

Horace Greeley (1811-1872) fue uno de los promotores de la idea de la exposición. Greeley era uno de los editores más influyentes del país y era director del periódico New York Tribune. Su visión de la exposición no se basaba solamente en la idea de entretener, sino también educar a la clase obrera americana [Cutler, 1998], que definió como un “palacio para la gente”. En esta línea también se encontraba



Figura 3.6.3: La Exposición de Nueva York tuvo gran acogida entre la gente. Muestra de ello es este grabado publicado por la publicación Illustrated News el 30 de julio de 1853.

otro de los promotores de la exposición, el filántropo, poeta y editor del periódico New York Post, William Cullen Bryant (1794-1878). Por otro lado, gran parte de los promotores eran empresarios interesados más en hacer negocio que en la utilidad educativa y social del edificio.



Figura 3.6.4: Imagen del espectáculo de Otis en el Crystal Palace. Título: Elisha Otis demo of his free-fall prevention mechanism, Crystals Palace, 1854. Dominio Público {{PD-US}}

pero el ascensor en vez de seguir el curso dictado por la gravedad no bajó ni un centímetro gracias al sistema de seguridad que él había diseñado (Figura 3.6.4). Este hecho fue recogida por los medios cambiando la percepción de que los ascensores podían ser seguros y utilizados por personas.

Uno de los acontecimientos más influyentes en el desarrollo de los rascacielos tuvo cabida en el edificio en 1854. Elisha Graves Otis (1811-1861) organizó un espectáculo para demostrar la seguridad de sus ascensores, que hasta el momento se utilizaban para mercancía ya que no eran seguros para utilizarlos con pasajeros. En una estructura temporal, Otis había instalado uno de sus ascensores cargado con materiales pesados. Como parte del espectáculo Otis subió en el ascensor y se alzó hasta su punto más alto, cargó el ascensor y se montó en él. Una vez atraída la atención del público Otis cortó el cable principal

En 1855 Otis instalaría el primer ascensor para personas en el edificio más puntero del momento, el Haughwout Building construido en 1855. Un edificio realizado con una estructura exterior de hierro de fundición ricamente ornamentada y fabricada por una de las fundiciones que construyeron el Crystal Palace, la D.D. Badger Iron Works [Landau & Condit, 1996, p. 36].

El edificio también albergó figuras destacables del mundo de la industria e influyó en autores literarios. Un ejemplo fue la exhibición de la máquina de coser de Singer que revolucionaría el mercado textil. Isaac Merrit Singer (1811-1875), inventor, actor y hombre de negocios americano, había patentado dos años antes una novedosa máquina de coser. Durante la Exposición de 1853 expuso sus máquinas de coser que eran estratégicamente operadas por mujeres. Esto le sirvió a Singer la entrada en miles de hogares tanto a nivel nacional como internacionalmente.

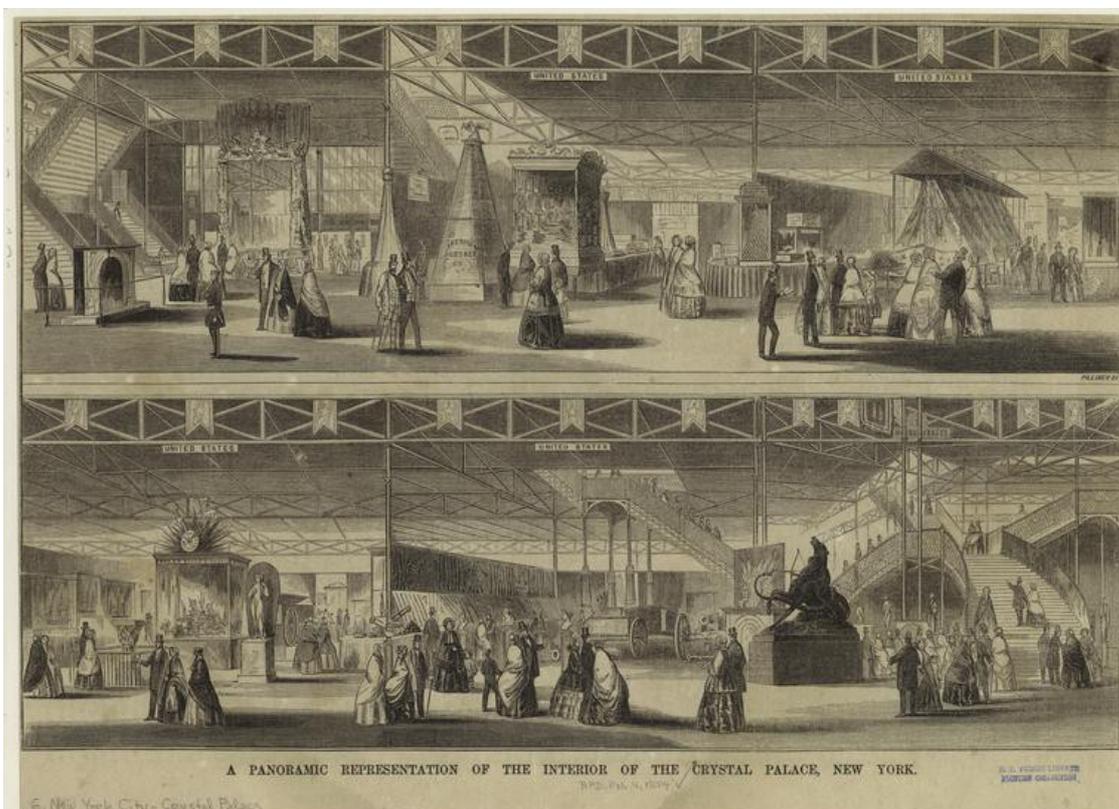


Figura 3.6.5: Imagen del interior del Crystal Palace durante la Exposición. Fuente: The New York Public Library

En el campo de la cultura literaria, un joven Samuel Langhorne Clemens (1835-1910), más conocido como Mark Twain, visitó la Exposición a los 17 años de edad. En un carta a su hermana describió el edificio como un “palacio de hadas, hermoso más allá de cualquier descripción” [Cutler, 1998]. Pero sin duda el autor en el que más influyó el edificio y la exposición fue el escrito Walt Whitman (1819-1892). Whitman se pasó días y noches en el Crystal Palace admirando tanto el edificio como las obras de arte que se instalaron para la exposición. Tanto es así que su primer libro, y uno de los más celebres de

su carrera, *Leaves of Grass* (1855) está directamente relacionado con el edificio y la Exposición, teniendo el libro un pasaje titulado *Songs of Exposition*. En el edificio, Whitman vio la antesala de lo que sería la democratización global de la industria, donde las máquinas y las esculturas eran ambas los logros del trabajador y del artista, desatando las implicaciones políticas que caracterizan a la obra de Whitman [Cutler, 1998].

Delante del edificio, al otro lado de la calle 42, se construyó una torre observatorio con motivo de la exposición, el Latting Observatory, nombrado en honor a su ingeniero Waring Latting (c. 1802- fl. 1878). Una torre octogonal de 22,86 m de base con forma piramidal realizada con una estructura de madera y hierro que se levantaba 98 metros del suelo. El observatorio se convirtió en la estructura más alta de la ciudad sobrepasando la aguja de la iglesia de la Trinidad en Wall Street (88 m). Desde lo alto de la torre se podía contemplar por primera vez y en solamente un vistazo la extensión de la ciudad y de los barrios de Queens, Brooklyn o Bronx. Los centenares de peldaños no fueron impedimento para que multitud de personas alcanzaran su cima y pudieran contemplar las vistas.

El 31 de octubre de 1853 se envió una circular a los expositores para extender la exposición hasta 1854, en vez de cerrarla el 30 de noviembre

como estaba inicialmente programado. En febrero de ese mismo año y con una deuda de 125.000 dólares, la comisión de la Exposición decidió hacer la exposición permanente en un intento de recuperar parte de la deuda [Coleman, 1960]. En marzo de ese mismo año se eligió al empresario del espectáculo Phineas T. Barnum (1810-1891) como director de la Exposición en un intento de reavivarla, pero Barnum dimitió en julio. En noviembre de 1854 la Exposición recibió un gravamen de impuestos para los productos expuestos. Esto conllevó a la devolución a Europa de varios bienes expuestos. No obstante, muchas de las estatuas y pinturas todavía permanecieron en el edificio (Figura 3.6.7) [Coleman, 1960].



Figura 3.6.6: El observatorio Latting construido para la Exposición de Nueva York de 1853 se convirtió con sus 98 m en la estructura más alta de la ciudad. Fuente: Image obtained from the NYPL Digital New York Public Library. Lithographer: Robertson, Seibert & Shearman Published 1853.



Figura 3.6.7: Fotografía del interior del Crystal Palace de Nueva York a finales de 1854. Fuente: Victor Prevost, Crystal Palace Exhibition, ca. 1853-54. Gelatin silver contact print made from Calotype negative. New-York Historical Society

La Organización hizo varios esfuerzos para que el gobierno adquiriera el edificio. Se propuso ser utilizado como una extensión de la oficina de patentes situada en Washington para exponer modelos, o incluso convertirlo en un mercado público para la ciudad. Barnum también intentó persuadir a su amigo Moses Kimball (1809-1895), que en ese momento dirigía el museo de Boston, para trasladarlo allí. Ninguna de las iniciativas llegó a buen puerto y el edificio quedó en un estado de semiabandono utilizándose solamente para eventos puntuales.

A principios de 1855, el American Institute, cuyo presidente era primo de uno de los miembros de la comisión de la Exposición, Alfred Pell (1805-1869), empezó a celebrar las reuniones anuales de este organismo. El edificio también fue el escenario de varias galas benéficas tan arraigadas en la sociedad americana.

El 1 de septiembre de 1858 se celebró en el edificio el éxito del primer cable de telégrafo transatlántico instalado entre Gran Bretaña y EEUU. El evento, que se celebró por todo lo alto en la ciudad de Nueva York, incluyó fuegos artificiales, misas especiales en la iglesia de la Trinity Church, y a mediodía una marcha desde la iglesia hasta el Crystal Palace,

donde tendría lugar la ceremonia. La marcha de gente fue considerable, abarcando unos 6 km de largo y miles de personas⁶.

Un mes después se celebró, como ya era tradición, la reunión anual del American Institute, que se prolongaba varios días. El 5 de octubre, un pequeño fuego originado en la zona de almacén en la entrada situada en la calle 42 no pudo ser controlado, y destruyó el edificio en tan solo 45 minutos. Los bomberos llegaron rápidamente pero no había presión suficiente en los hidrantes por lo que no pudieron controlar el fuego. Afortunadamente no hubieron muertos.

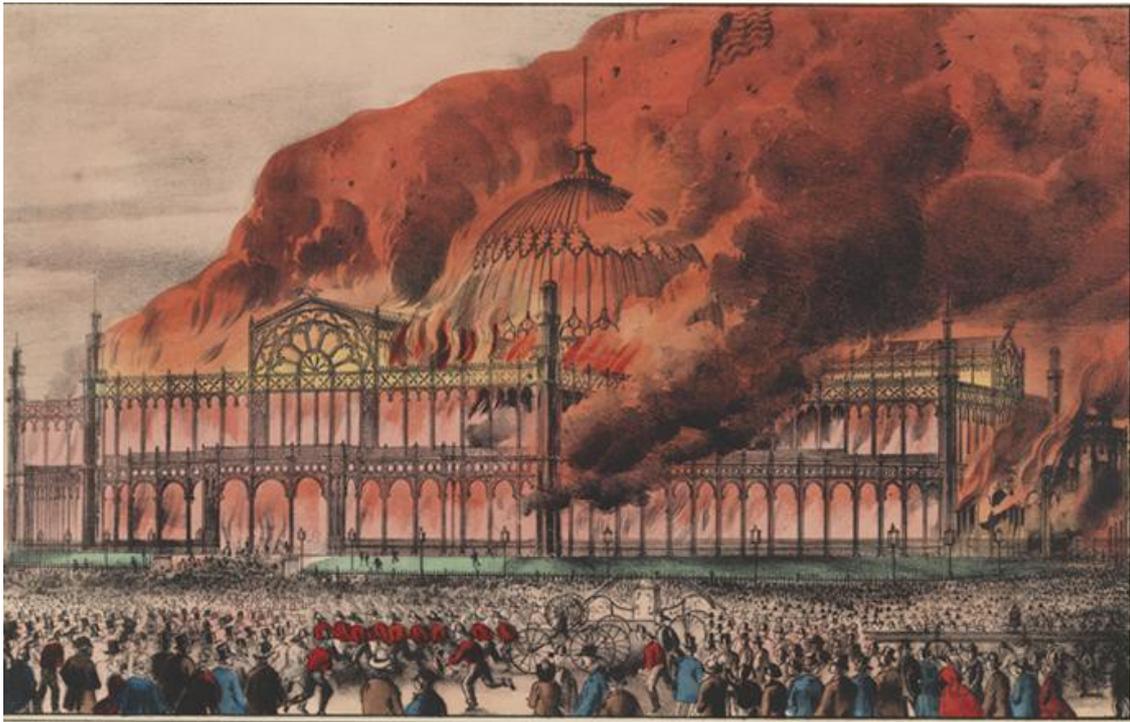


Figura 3.6.8: Incendio en el Crystal Palace el 5 de octubre de 1858. Autor: Currier & Ives. Fuente: Springfield Museums

6 Información extraída de: <http://atlantic-cable.com/1858NY/>

3.7 Estructura del edificio

La estructura del Crystal Palace de Nueva York tenía varios objetivos, que fuera innovadora, que se pudiera realizar de manera cuasi prefabricada y que se ejecutara lo más rápidamente posible. Su estructura principal se diseñó con elementos de hierro de fundición, en forma de columnas y vigas en celosía, y de hierro forjado en forma de pletinas y ángulos de pequeño tamaño formando piezas mayores. Los forjados del edificio, entendidos como el espacio comprendido entre las vigas principales formando la retícula, se resolvieron con un ingenioso entramado de vigas y viguetas de madera con una combinación de vigas invertidas mixtas resueltas con madera, fundición y varillas de hierro (Véase plano E-300). De forma similar se resolvieron las cubiertas, aunque éstas emplearon perfiles metálicos en lugar de madera.

La cúpula central fue elemento más destacado del edificio. Con un diámetro de 30 m se diseñó con 32 costillas radiales en forma de vigas en celosía resueltas con ángulos dobles en sus cordones y pletinas de hierro en sus diagonales.

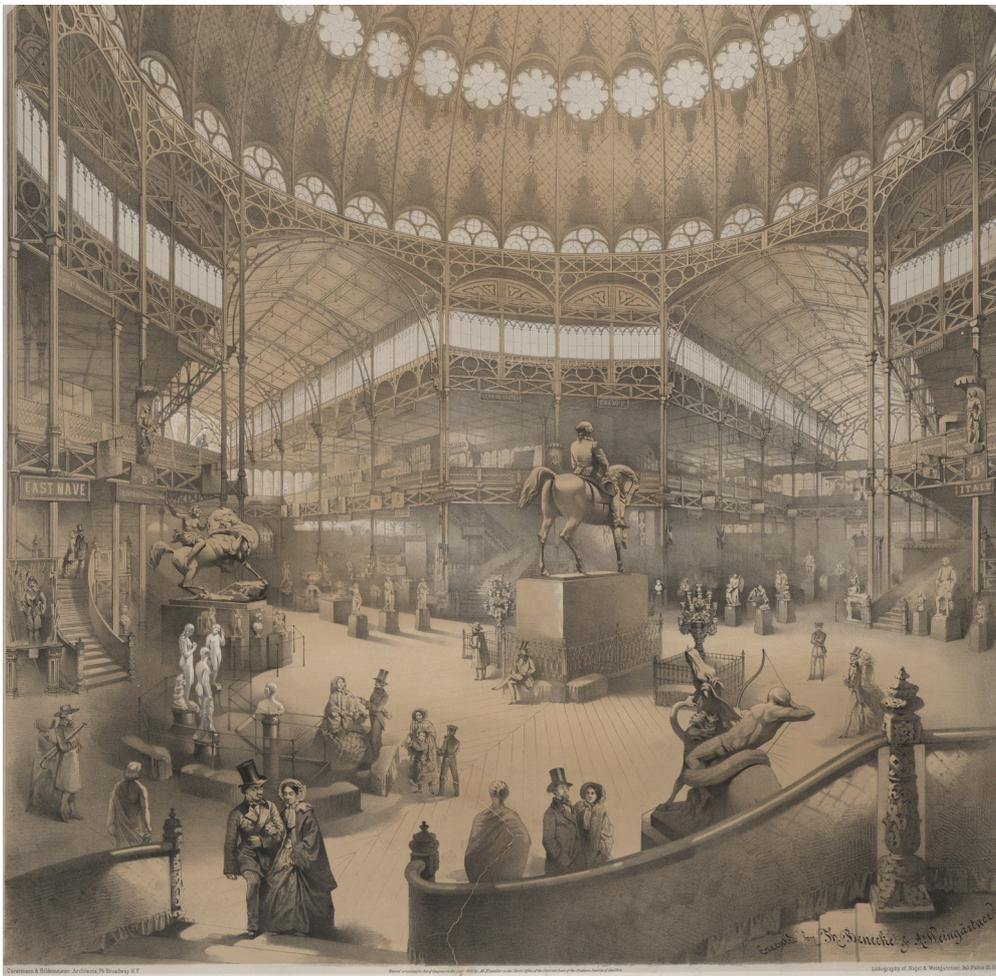


Figura 3.7.1: Vista interior del edificio del Crystal Palace realizado por los arquitectos del edificio. Fuente: *The Miriam and Ira D. Wallach Division of Art, Prints and Photographs: Print Collection, The New York Public Library. Interior view of the New York Crystal Palace for the exhibition of the industry of all nations. Taken on the first of December 1853. Carstensen & Gildemeister architects, 74 Broadway N.Y.*

3.7.1 Los cimientos

Los cimientos estaban emplazados a 0,75 m debajo del suelo sobre una cama de piedras de gran tamaño. Las zapatas de las columnas se realizaron de mampostería recibida con mortero de cal y tenían unas dimensiones cuadradas de 1,5 m de lado y 20 cm de espesor. Las zapatas se remataban con un sillar de granito en el cual se marcaba el centro geométrico de la columna [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 24].

Los cimientos de los cerramientos exteriores se resolvieron con muros continuos realizados de mampostería con mortero de cal con una anchura de 60 cm y una altura variable según la pendiente del terreno. Estos muros se remataban superiormente con una losa de piedra de 12 cm de espesor. La altura de los muros aumentaba hacia el oeste por la pendiente del terreno yendo de cero en el lado este, a 2,13 m en el lado oeste.

3.7.2 Las columnas

Las columnas utilizadas eran de hierro colado, también conocido como hierro de fundición. Habían dos tipos de columnas en el edificio: Unas de 20 cm de diámetro de sección octogonal que soportaban la estructura principal, y otras de 10 cm de diámetro utilizadas en elementos secundarios como las fachadas, las torretas exteriores y las escaleras. Estas últimas también solían tener forma octogonal aunque dependiendo de su ubicación podían ser una mitad octogonal y la otra mitad rectangular.

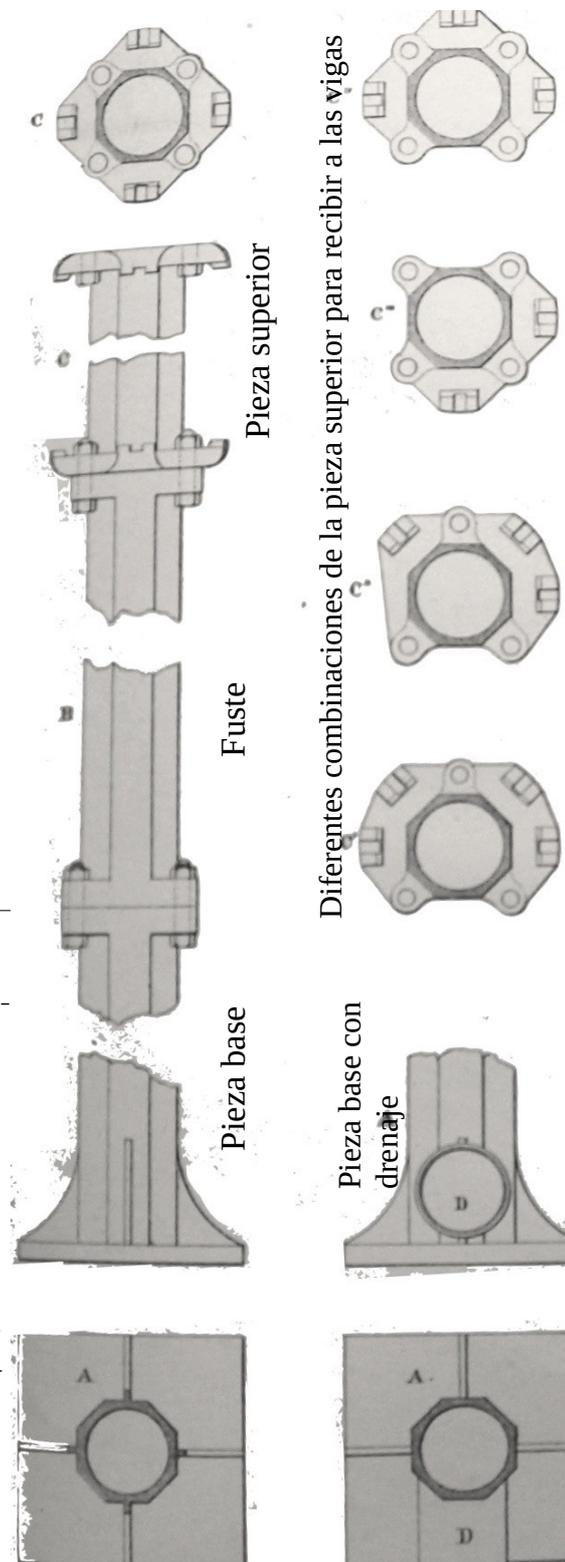


Figura 3.7.2: Detalles de la columna del edificio publicada por [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.7.2.1 Las columnas principales

Las columnas principales tenían un diámetro de 20 cm y estaban situadas en cada intersección de la retículo (Véase planos A-100 y A-101). Las columnas de planta baja, de las cuales habían 190, consistían de tres piezas de fundición: una base, un fuste y una pieza superior de unión (Figura 3.7.2). Las diferentes piezas de la columna se conectaban entre sí con tornillos de hierro.

La pieza base se encontraba solamente en las columnas de planta baja y era la pieza de transición entre la zapata y la columna. Se componía de una única pieza de fundición con una placa cuadrada en su base de 31 cm de lado y 3,81 cm de espesor de la que nacía un pequeño fuste del mismo diámetro y espesor que la columna que soportaba. Este pequeño fuste tenía cuatro costillas de refuerzo para dotarla de mayor rigidez. La parte superior quedaba rematada con una placa cuadrada con cuatro agujeros en sus esquinas para su conexión. Esta placa superior tenía 6,35 cm de espesor. Los agujeros para los tornillos estaban situados uniformemente a 14 cm del centro y a 3,2 cm del borde. La altura total de la pieza de la base era 138,4 cm y descansaba sobre la piedra de remate de las zapatas de cimentación, las cuales quedaban a 24 cm por debajo del suelo. Las bases de las columnas bajo la cúpula al disponerse por parejas, estaban unidas en su base por una placa común de mayores dimensiones. A esta se conectaban las piezas bases tipo con cuatro tornillos de 3.5 cm de diámetro a la vez que se encajaban mediante dos rebajes, o llaves.

Algunas de estas columnas disponían de una salida de aguas en su base para ser utilizadas como tuberías de desagüe.

El espesor de la pieza base variaba dependiendo del peso que soportaba. Las colocadas debajo de la cúpula central, 24 en número, tenían 3,81 cm de espesor. Las que soportaban las naves y las ocho torres tenían 2,05 cm de espesor, de las cuales habían 60. De éstas, 30 columnas estaban diseñadas con boca de drenaje. Las 64 columnas que soportaban los pasillos, de las cuales 8 tenían boca de drenaje, tenían un espesor de 1,9 cm. Las restantes 42 columnas, situadas en las zonas de galerías tenían un espesor de 1,59 cm. De las cuales 4 tenían bocas de drenaje.

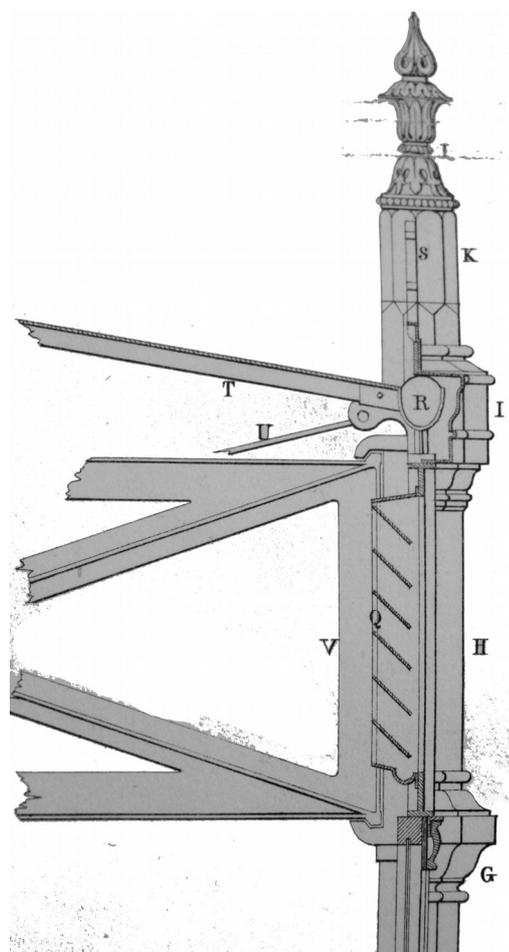


Figura 3.7.3: Detalle de la unión de la viga de fundición con la columna de fachada. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

Los fustes de las columnas de la planta baja tenían una sección octogonal y una longitud de 5 m. En sus dos extremos proyectaban tres o cuatro “lengüetas”, dependiendo de la ubicación de la columna, donde se alojaban los agujeros para los tornillos que conectaban el fuste a la pieza base y la pieza superior.

Al igual que las piezas base, los fustes variaban en espesor dependiendo de la carga que soportaban. Existían cuatro tipos de espesores tipo A de 3,17 cm, tipo B de 2,05 cm, tipo C de 1,59 cm y tipo D de 1,27 cm. Los tornillos utilizados para las uniones iban en función del tipo de columna tenían un diámetro de 3,175 cm, 2,86 cm, 2,54 cm y 2,22 cm correspondientemente.

La pieza superior tenía como misión conectar las columnas de la planta baja con las de la primera planta así como también conectar las vigas del forjado con la co-

lumna. La altura completa de la pieza era de 103,18 cm, haciendo una altura total de la planta baja de 7,41 m. Era una pieza de sección octogonal donde en su parte superior e inferior proyectaban unas lengüetas, o llaves, para recibir las vigas (Figura 3.7.3). Las lengüetas proyectaban 8,45 cm desde los lados del octógono y el número de estas quedaba determinado por las vigas que acometían a la columna. La distancia entre las lengüeta superior e inferior era de 92,075 cm, 0,635 cm más altas que la altura de las vigas para permitir su montaje.

Las placas superior e inferior de conexión al fuste de la columna se situaban entre las lengüetas que recibían las vigas (Figura 3.7.2). Las piezas superiores que soportaban la cúpula estaban unidas entre sí por una pieza en forma de cruz para arriostrarlas (Figura 3.7.4). Solamente una de las piezas de cada pareja de columnas tenía lengüetas para recibir las vigas, quedando la otra columna sin arriostramiento por parte de las vigas del forjado. De manera similar las columnas ubicadas en la intersección de las naves centrales que estaban cerca entre sí contaban con un arriostramiento en cruz similar.

Las columnas de la primera planta constaban solamente de fuste y pieza superior. Los fustes tenían la misma sección y espesor de las columnas de la planta baja, y una longitud de 5.37 m. La pieza superior de conexión correspondía en espesor a las columnas y eran del mismo tamaño que las de la planta baja. Cuarenta de las piezas superiores tenían ménsulas para recibir a los arcos de cubierta de la nave central (Figura 3.7.5). La altura total de las columnas de la primera planta era de 6.41 m.

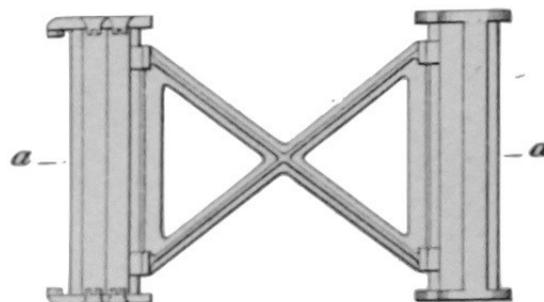


Fig. 8.



Figura 3.7.4: Detalle del arriostramiento de las columnas bajo la cúpula. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

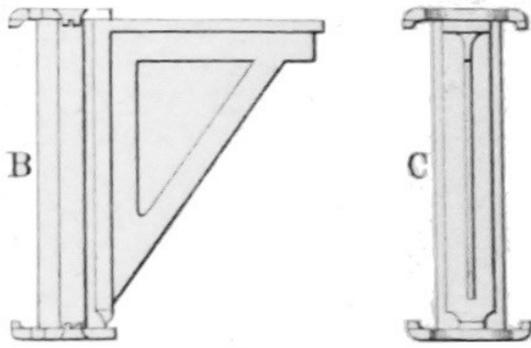


Fig. 9.

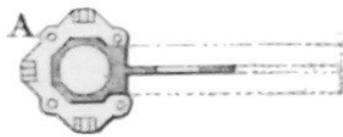


Figura 3.7.5: Ménsulas de las columnas de planta primera para recibir los arcos de fundición de las naves centrales. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

Las columnas de la segunda planta se encontraban debajo de la cúpula central y a los lados de la nave central. Tenían los tres espesores más finos (B, C y D). El espesor tipo B se encontraba en las piezas debajo de la cúpula que a su vez se unían en pares como en la primera planta. La altura total de la segunda planta era 4,72 m.

Las columnas de la tercera planta se situaban debajo del arranque de la cúpula central. Tenían una sección octogonal de 20 cm de diámetro, un espesor de 2,2 cm y una altura de 2,97 m. En total habían 32 columnas formando dos hexadecágonos concéntricos separados una distancia de 1,23 m. Veinticuatro de estas columnas estaban alineadas con las columnas inferiores, las ocho columnas restante descansaban sobre los arcos de la nave central. Cada par de columnas situadas en el mismo vértice del hexadecágono interior y exterior estaban conectadas con una viga de fundición en forma de celosía. La distancia entre las columnas, o lo que es lo mismo el lado del hexadecágono, era de 5,92 m en el hexadecágono interior, y de 6,44 m en el exterior. Entre las columnas de cada hexadecágono se situaban vigas de celosía de hierro forjado formando los lados del polígono. Estas vigas arriostaban las columnas a la vez que soportaban las costillas de la cúpula y estaban conectadas mediante tornillos a unas aletas de fundición de la propia columna. (Véase los planos A-102 y A-103 para una mejor comprensión)

3.7.2.2 Las columnas secundarias

Las columnas secundarias tenían un diámetro de 10 cm, un espesor de 1,27 cm y solían tener forma semi octogonal. Se utilizaron principalmente en los cerramientos de fachada en situadas entre las columnas principales. Habían 122 columnas de este tipo situadas en planta baja. Al igual que las columnas principales constaban de tres piezas, pieza base, fuste y pieza de conexión. La pieza base consistía de una placa base de 22,86 cm y 1,9 cm de espesor con cuatro costillas de refuerzo y un fuste que se levantaba 17,78 cm. La parte superior de la pieza base se remataba con una placa con tres agujeros para recibir los tornillos de 1,59 cm de diámetro. La altura total de la pieza base era de 137 cm.

Los fustes eran de la misma forma y sección que las piezas base, y con una longitud de 5 m. Sus extremos se remataban con placas circulares de 2,5 cm de espesor con un diámetro de 20 cm en la placa inferior y de 17,8 cm en su placa superior.

La pieza superior de conexión tenía una forma similar a la vista para las columnas principales. Una altura de 96 cm, un diámetro de 12,7 cm y un espesor de 2,5 cm. La distancia entre las lengüetas que recibían a las vigas era de 9,44 cm que correspondía con la altura de las vigas. La altura total de las columnas de la planta baja era por lo tanto de 7,34 m.

Las columnas que se situaban en las fachadas de las galerías tenían en su parte superior una pieza especial (Figura 3.7.6) conectada al fuste para recibir las vigas invertidas de los forjados de las galerías que mas abajo se describen.

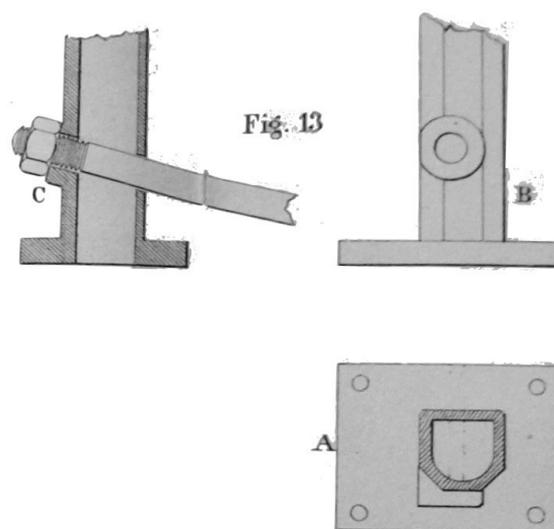


Figura 3.7.6: Sección, alzado y planta de la pieza especial de remate superior de las columnas de fachada para recibir el tirante de las vigas invertidas de los forjados. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.7.3 Las vigas

Las vigas principales del edificio estaban formadas por vigas en celosía del tipo Long con diagonales dobles entre montantes. Las vigas tenían normalmente tres vanos aunque las vigas de mayor longitud tenían cinco.

Según el material utilizado y su resistencia se dividían en dos tipos: las vigas de celosía de hierro de fundición, la más común, y las vigas de celosía formadas por una combinación de hierro forjado y piezas de hierro de fundición, las cuales se utilizaban para cubrir las mayores luces (Véase planos E-100 y E-101).

3.7.3.1 Vigas de hierro de fundición

Las vigas de celosía de hierro de fundición, o hierro colado, estaban realizadas de una sola pieza y se utilizaban como vigas principales para soportar el forjado (Véase detalle 1 en plano E-400).

Las vigas de fundición de los forjados tenían una altura de 91,44 cm y cubrían las luces entre columnas. La longitud de las vigas venía determinada por la distancia libre entre columnas que solía ser de 8,02 m, que correspondía a la distancia entre centros de pilares, 8,23 m, menos el diámetro de la columna, 20 cm, y 1 cm de holgura para su instalación. En la primera planta habían 176 vigas de 8,02 m, 16 vigas 7,32 m de una sección superior las cuales soportaban los forjados de las galerías altas, 48 vigas de 8,02 m que soportaban los tejados bajos y las cuales tenían una sección menor dado que soportaba menos cargas, 8 vigas de 6,10 m que arriostraban las columnas de la cúpula central y 6

vigas de 7,32 m sobre los entradas principales que formaban los balcones del primer piso. (Véase planos E-100 y E-101 para mayor claridad)

En los extremos tenían pequeñas protuberancias en el cordón superior e inferior que se encajaban con las pestañas de la pieza de conexión de las columnas (Figura 3.7.7). Los cordones y los montantes ubicados en cada extremo tenían una sección en T, mientras que los montantes intermedios y las diagonales tenían sección cruciforme. Los espesores de las secciones variaban según la carga que soportaban.

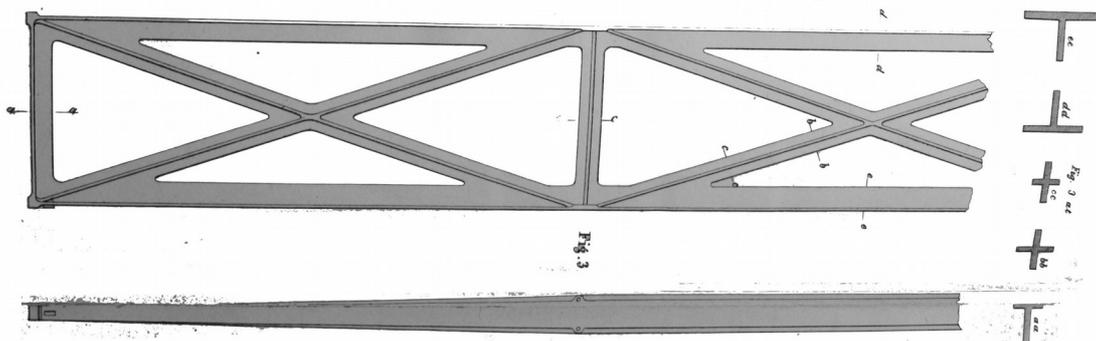


Figura 3.7.7: Alzado parcial, plata y secciones de la viga típica de hierro de fundición. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

En la segunda planta todas las vigas eran de una sección ligera ya que solamente tenían que soportar la carga de la cubierta. En las cubiertas habían 136 vigas de 8,02 m, 16 vigas de 7,32 m, y 8 vigas de 6,10 m. Estas últimas arriostraban las columnas de la cúpula. Por último nueve vigas cubrían la distancia entre las vigas de la cúpula a otras vigas para servir de apoyo a columnas ornamentales en el exterior de la bóveda (Véase plano E-101 para mayor claridad).

Tanto el cordón superior como el inferior eran de sección variable, disminuyendo la anchura de sus alas en los extremos. El cordón inferior era de una sección considerablemente mayor que el cordón superior.

Las vigas exteriores, como se apuntaba anteriormente, servían más a efectos estéticos y funcionales que estructurales. Solían tener luces pequeñas, en torno a los 3,3 m, y ocurrían entre las columnas principales y secundarias. Su altura y forma de conexión a las columnas era similar a las vigas principales de fundición, esto era encajada mediante llaves. Las vigas exteriores ubicadas en el techo de la planta baja consistían en vigas en celosía con tres huecos circulares en el alma de la vigas creando una especie de viga tipo Virendel (Figura 3.7.8 arriba). Los espacios circulares se cerraban con lamas de fundición o bien de madera como en el caso de las entradas principales. Las vigas situadas en el techo de la planta primera tenían un entramado con diagonales dobles (Figura 3.7.8 abajo). Debajo de la cúpula se situaban 16 vigas similares a estas últimas y con una curvatura siguiendo el diámetro de la cúpula. El radio de curvatura de éstas era de 16,5 m.

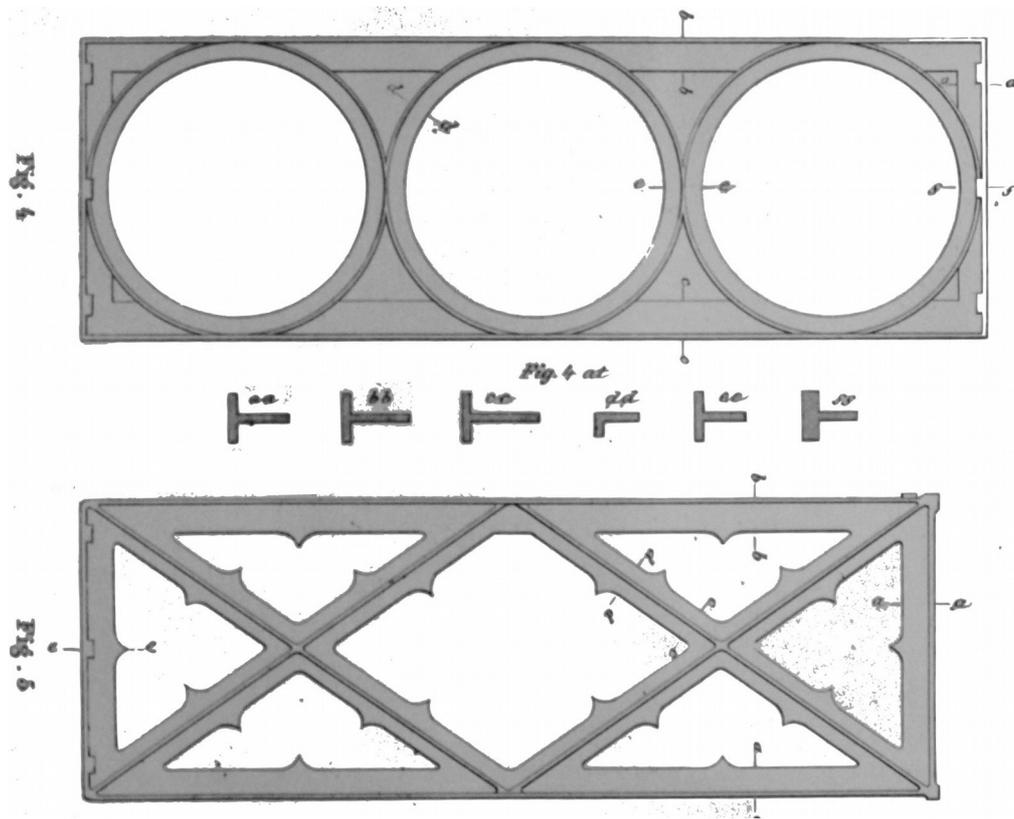


Figura 3.7.8: Alzados de las vigas secundarias situadas en las fachadas. Arriba, la viga tipo en las fachadas de planta baja. Abajo, la viga tipo en las fachadas de planta primera. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.7.3.2 Vigas ensambladas de hierro forjado y elementos de fundición

Habían dos tipos de vigas de este estilo, unas ubicadas encima de la entrada a las naves centrales y otras en el encuentro entre las cubiertas de las naves centrales y la cúpula (Véase planos E-100 y E-101). Estas vigas al tener luces mayores que las vigas estándar realizadas con hierro de fundición, se realizaban mediante pequeños perfiles de hierro forjado, como pletinas y ángulos, ensamblados unos con otros con roblones.

Las vigas de hierro forjado ubicadas en la entrada de las naves centrales soportaban los forjados de las galerías de la planta primera. Eran vigas en celosía tipo Long con cinco vanos y diagonales dobles (Véase plano 2/E-400). En total habían 12 vigas de este estilo, tres en cada nave. Cuatro de estas vigas se situaban en las fachadas y tenían 6 vanos ya que descansaban en tres columnas intermedias (Véase plano E-100).

Las vigas tenían una longitud de 12,41 m y una altura de 91,4 cm. El cordón superior de la viga consistía en dos ángulos de hierro formando una sección en T separados entre sí 2,5 cm. En las alas verticales de los ángulos se añadían pletinas en el espacio interior para dotar de más sección al cordón superior. Las pletinas y los ángulos se unían con roblones y con una pletina de relleno cada 2,4 metros aproximadamente. El cordón inferior estaba formado por dos pletinas de hierro distanciadas entre sí 2,5 cm. Las secciones de las pletinas eran variables siendo 10 cm por 0,6 cm en los extremos y 20 cm por 0,95 cm en el

centro. La longitud típica para pletinas y ángulos era alrededor de 4,88 m al ser las vigas más largas que esta dimensión al menos dos uniones de empalme fueron necesarios en cada cordón de cada viga. Según los planos encontrados los empalmes estaban situados a unos 4 m de los extremos, esto es a menos de un tercio de la longitud total. La unión de empalme del cordón superior se realizó mediante dos pletinas de 1,2 cm por 10 cm y 40 cm de longitud situadas en el espacio entre los dos ángulos. Las pletinas se unían a los elementos del cordón superior a través de un total de ocho roblones de 2,2 cm de diámetro. Adicionalmente en la parte superior de los ángulos se instalaba una pletina de 1 cm de espesor y 40 cm de longitud y el mismo ancho que los dos ángulos, todo ello unido con un total de ocho roblones de 1,9 cm de diámetro [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 30].

El cordón inferior de la viga se empalmaba de una manera similar, dos pletinas de 1,2 cm en el espacio interior y una pletina de 0,63 cm a cada lado exterior. Todas las pletinas tenían una longitud de 40 cm y se unían con un total de cuatro roblones de 2,2 cm de diámetro.

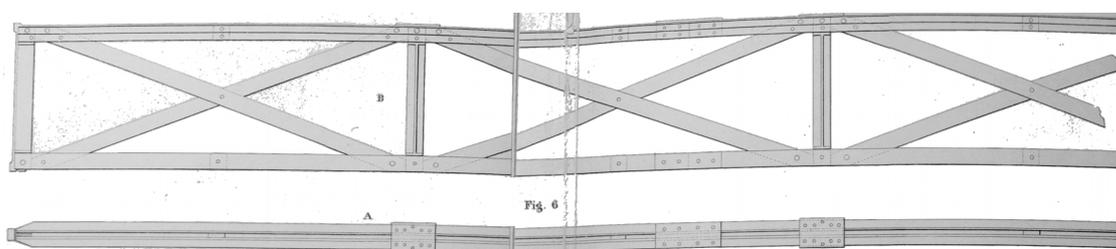


Figura 3.7.9: Alzado y planta parciales de la viga de hierro forjado situada en la planta de galerías (primera planta). Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

Habían cuatro montantes intermedios separados uniformemente y dos montantes en los extremos. Los montantes estaban realizados por un pieza de hierro colado con sección cruciforme. Los montantes ubicados en los extremos tenía una forma idéntica a las vigas de hierro forjado por lo que el sistema de unión viga-columna no variaba. Los montantes y los cordones estaban conectados por diagonales dobles formadas por pletinas de hierro. Según describen los arquitectos, la sección de cada diagonal se diseñaba según el esfuerzo que resistía. Las diagonales, montantes y cordones se unían a través de roblones [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 30 (b)].

El segundo tipo de vigas de este estilo, con cordones y diagonales de pletinas de hierro forjado y montantes de fundición, se encontraban en el encuentro entre las cubiertas superiores con la cúpula (Véase plano A-103). Estas vigas tenían como misión soportar la parte de la cúpula que no descansaba directamente sobre la columnas. En total habían cuatro vigas de este tipo, una en cada nave, y dispuestas siguiendo los ejes en forma de cruz. Tenían una forma en L (Figura 3.7.10) para incrementar la altura en un extremo y así alinearse con las columnas de la planta segunda. Estaban formadas de la siguiente manera, el cordón superior se componía de dos ángulos de 5 cm por 5 cm y 0,6 cm de espesor cada uno conectado mediante roblones a una pletina vertical de 10 cm de altura

por 0,6 cm de espesor. Entre los ángulos se dejaba una distancia de 2,5 cm. El cordón inferior estaba realizado con una pletina de 10 cm de altura por 1.9 cm de espesor. Cada viga contaba con cuatro montantes de fundición. Entre montantes y cordones se instalaban pletinas de hierro forjado de 10 cm por 0,6 cm formando cruces de San Andrés. Los montantes de los extremos de las vigas se fundían con la llave de los arcos para que fueran la misma pieza. El montante situado en el extremo más cercano a la cúpula era de una longitud mayor, 1,67 m. A una distancia de 1,25 m se situaba el siguiente montante de igual altura. La parte superior de estos dos montantes quedaba nivelada con la parte superior de las columnas de la segunda planta, y entre ellos se conectaban mediante dos ángulos de 7,6 cm y 2,2 cm de espesor separados 2,5 cm. En la parte superior de los ángulos se situaba una pletina de hierro continua de 10 cm de anchura y 0,95 cm de espesor conectada a los ángulos mediante roblones.

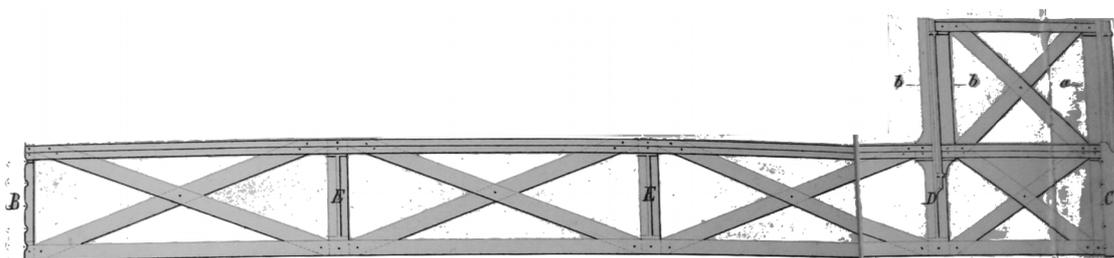


Figura 3.7.10: Vigas de celosía de hierro forjado situadas en la cumbre de las cubiertas superiores para recibir la cúpula. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.7.4 Los arcos de fundición

Los arcos utilizados en el edificio fueron realizados con piezas de fundición, en forma de dovelas, ensambladas unas con otras. Los arcos se situaban formando la estructura principal de la cubierta de las cuatro naves centrales (Véase plano A-103) y se soportaban sobre las ménsulas instaladas en las columnas de la planta primera (Figura 3.7.5). La unión entre las ménsulas y los arcos se fijaba mediante tornillos de 1,27 cm de diámetro. Había un total de 20 arcos en el edificio, cinco arcos en cada nave central. Ocho de estos arcos tenían una clave distinta para recibir la estructura de la cúpula. La luz que cubrían los arcos era de 12,37 m y su altura desde el arranque hasta la coronación era de 6,86 m. Cada arco estaba compuesto por siete dovelas de fundición, tres dovelas a cada lado del arco y la clave. Las dovelas se unían por medio de tornillos de 1,95 cm de diámetro y también se encajaban con llaves realizadas en las mismas dovelas.

En la fachada de cada nave había un rosetón con una anchura y altura igual que los arcos de las naves anteriormente descritos que hacía las veces de fachada acristalada de las naves centrales. Los rosetones (Figura 3.7.11) estaban realizados con piezas de hierro de fundición ensambladas y atornilladas unas con otras. La pieza central semicircular más pequeña estaba formada por una pieza de fundición única, a esta se ensamblan unas columnillas radiales que se conectaban a la otra pieza semicircular realizada en dos piezas. Desde esta

pieza semicircular se acoplaban columnas radiales de mayor longitud que se conectaban en su parte superior al anillo exterior. El anillo exterior estaba realizada por doce piezas a modo de dovelas.

No se han hallado más características de los rosetones como espesores o detalles de unión. Los rosetones eran soportados por las columnas principales y también por las columnas de fachada por lo que sus luces eran de una magnitud pequeña. Servían principalmente de cerramiento y soportaban parte de la cubierta de las naves centrales. Para soportar las cargas verticales de viento se instalaron un sistema de vigas en celosía en posición horizontal similares a las escritas en el apartado de vigas de hierro forjado. Este sistema de vigas de arriostramiento se soportaba con una viga de reparto de 33cm de alto colocada en la viga de fachada de la primera planta.

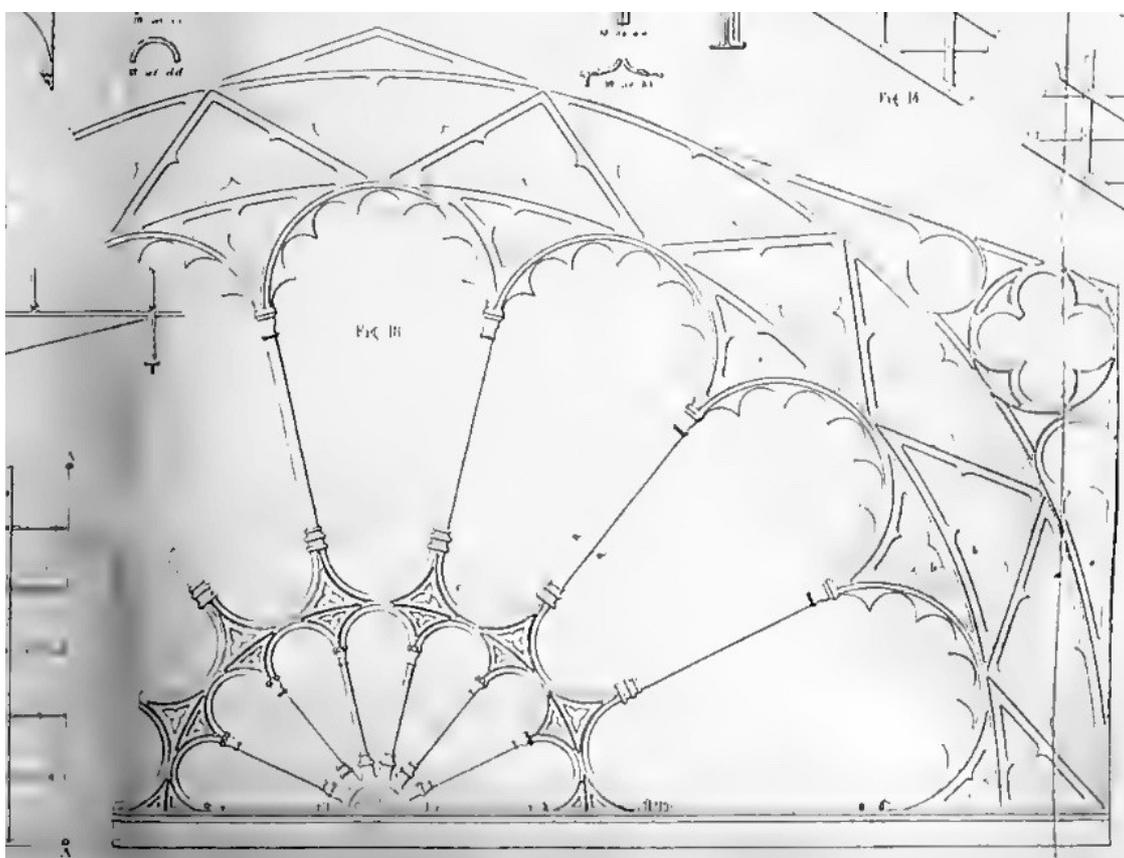


Figura 3.7.11: Alzado parcial del rosetón de fachada situada en cada extremo de las naves. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.7.5 Los forjados

Los forjados que se definen a continuación corresponden al espacio comprendido entre las vigas metálicas.

Los forjados se resolvían con un ingenioso sistema de viguetas de madera, vigas de madera y vigas invertidas que optimizaba la escuadría de los elementos que lo formaban (Véanse los planos A-101 y E-300). Los forjados de la planta primera que definían las galerías se resolvían de la siguiente manera: dos vigas de madera con una escuadría de 7,6 cm por 25,4 cm y una longitud de 8,23 m cubrían el espacio entre las vigas de fundición y se alineaban con los montantes de estas (Elemento 3 en el plano E-300). Estas vigas de madera se soportaban en dos puntos intermedios mediante vigas de madera invertidas (Elemento 5 en el plano E-300). Las vigas invertidas perpendiculares a las vigas de madera se formaban con dos viguetas de madera, una varilla de hierro de 3,2 cm de diámetro y dos silletas de fundición que le daban la forma de viga invertida (Figura 3.7.12). Perpendiculares a las vigas de madera y encajadas a esta transcurrían las viguetas de madera con una escuadría de 6,3 cm por 17,8 cm distanciadas entre sí en torno a unos 68 cm. Encima de las viguetas y clavadas a estas se instalaban tablonos de madera machihembrada de 3,2 cm de espesor. Para estabilizar las viguetas de madera que formaban parte de la viga invertida, se instalaron una especie de ménsulas de madera clavadas a la viga de madera. El tirante y las dos viguetas de madera que formaban parte de la viga invertida se anclaba mediante una pieza especial de fundición a la parte superior de las vigas de celosía (Figura 3.7.12). Entre las dos viguetas se encajaba una montura para arriostrarlas conectada al montante de fundición mediante un tornillo de 1,3 cm de diámetro que atravesaba la viga de madera. Las vigas de madera estaban conectadas a las vigas de celosía mediante bloques de madera de roble de dimensiones 17 por 7,6 cm y atornilladas a estas mediante tornillos de 1,9 cm de diámetro [Carstensen & Gildemeister, 1854, pp. 33-34].

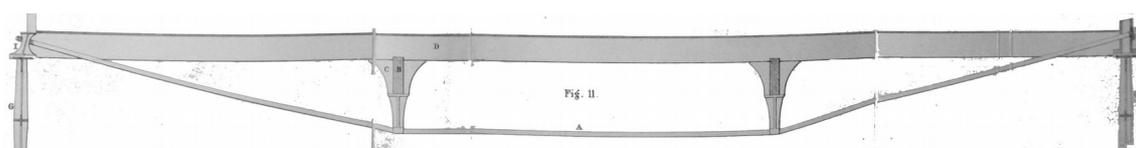


Figura 3.7.12: Alzado de la viga invertida utilizada en los forjados de planta primera. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

El forjado de planta baja estaba resuelto con una solución similar a la de la planta primera aunque carecía de vigas metálicas que soportaran el forjado. En lugar de las vigas metálicas una serie de muretes y pilastras soportaban el forjado. Las vigas que discurrían por debajo de las viguetas y perpendiculares a estas tenían una sección de 7,6 cm por 30 cm y se apoyaban en los muros de cimentación y pilastras mediante piezas de fundición. En dos puntos intermedios las vigas se apoyaban en pilastras de fábrica de ladrillo situadas a 3 metros de distancia aproximadamente. Encima de estas vigas se situaban las viguetas de 5 cm por 18 cm a las que se clavaban en su parte superior las tablas de madera para formar el suelo de terminación. Las tablas de madera que formaban el suelo eran de un espe-

sor de 3,2 cm y estaban separadas aproximadamente un centímetro para facilitar el barrido y aumentar la ventilación [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 33].

La madera utilizada para las vigas, vigas invertidas y viguetas era de pino blanco. La madera utilizada para los tablonos del suelo era de pino amarillo.

3.7.6 La estructura de cubierta

En el edificio habían tres niveles de cubierta. Las cubiertas bajas situadas en el espacio triangular que queda entre los cuatro brazos del edificio (Véase plano A-101). Las cubiertas intermedias situadas encima de las galerías de las primera planta (Véase plano A-102). Y las cubiertas superiores cubrían la nave principal (Véase plano A-103). Las cubiertas bajas e intermedias eran a un agua, mientras que las cubiertas superiores eran a dos aguas. La pendiente de todas las cubiertas era de 1:12.

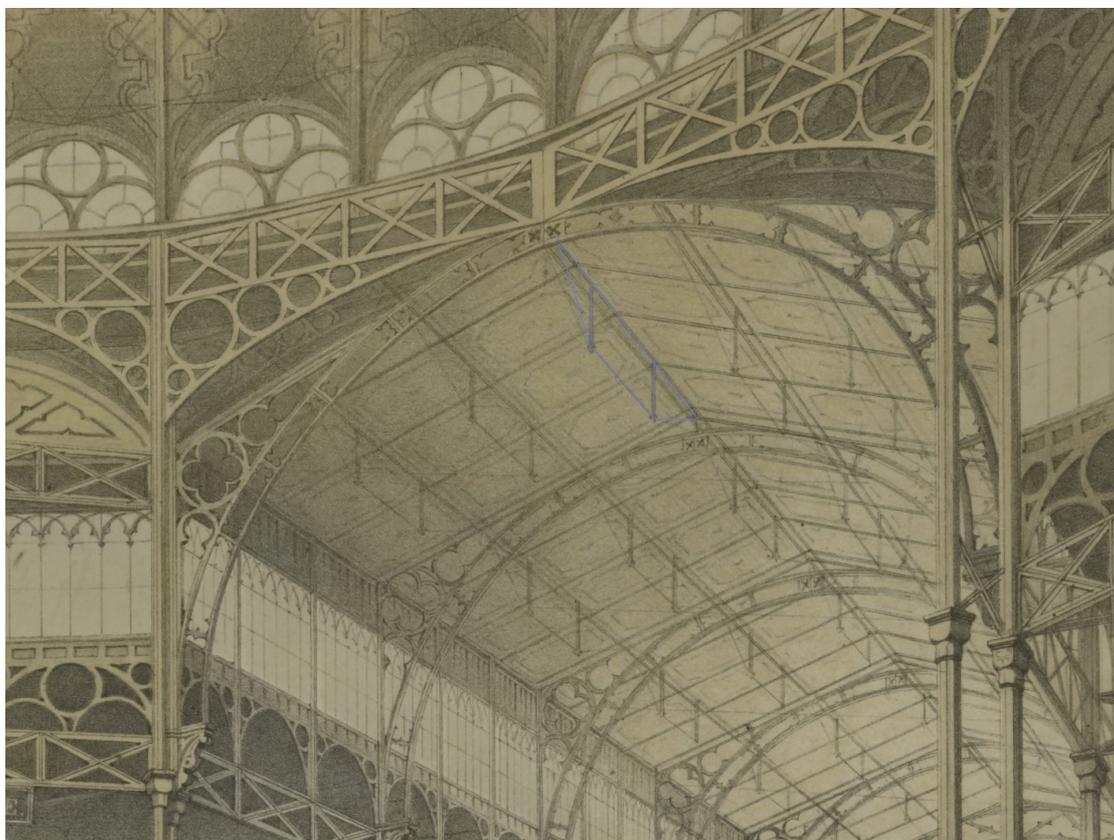


Figura 3.7.13: Ampliación de la vista interior de las cubiertas superiores del edificio. Una de las vigas invertidas de la cubierta está subrayada en azul. Nótese también los arcos de fundición sobre las ménsulas y las vigas de arranque de la cúpula central. Fuente: Véase Figura 3.7.1

En las cubiertas bajas una serie de canecillos y correas descansaban sobre las vigas de celosía y vigas de fachada por medio de unos pequeños postes de fundición de altura variable que conformaban las pendientes. Los canecillos estaban situados paralelos a las fachadas y eran horizontales. Las correas discurrían perpendiculares a los canecillos siguiendo la pendiente de la cubierta. Los canecillos estaban realizados mediante vigas invertidas, simi-

lares a las vistas anteriormente (Figura 3.7.12), cuyo cordón superior estaba formado por dos ángulos de hierro de 5 por 5 por 0,6 cm unidos en forma de T separados entre sí 1,9 cm. Los montantes de estas vigas eran de fundición y su número variaba entre uno y dos, ubicados equidistantemente de los extremos. El cordón inferior estaba resuelto por una varilla lisa de hierro de 1,9 cm de diámetro, que estaba conectada por medio de tornillos a la parte superior de los pequeños postes de fundición y a la parte inferior de los montantes. Esta viga invertida variaba de las descritas en los forjados ya que el cordón inferior no era continuo y el cordón superior estaba resuelto con perfiles de hierro en lugar de madera.

Las correas descansaban sobre la parte superior de los canecillos mediante una zapata de fundición con un agujero central para la instalación de un tornillo pasante de conexión. Las correas estaban realizadas mediante dos pletinas hierro de 5 por 0,6 cm separadas entre sí 3,81 cm. El espacio central se rellenaba con tiras de tablonos de madera que servían para clavar las tablas de madera que formaba la cubierta [Carstensen & Gildemeister, 1854, pp. 34-35].

La cubierta intermedias, las cuales se situaban encima de las galerías de la primera planta, eran a un agua y tenían una limatesa en su parte frontal y una limahoya en su encuentro con las cubiertas de los otros brazos del edificio (Véase plano A-102). Desde la esquina inferior de la cubierta con su encuentro con la fachada hasta la segunda columna de la nave discurría la limatesa que remataba el encuentro con la fachada. Las limatesas y las limahoyas se resolvían mediante una viga invertida similar a la vista anteriormente en los canecillos de las cubiertas bajas, aunque con ma-

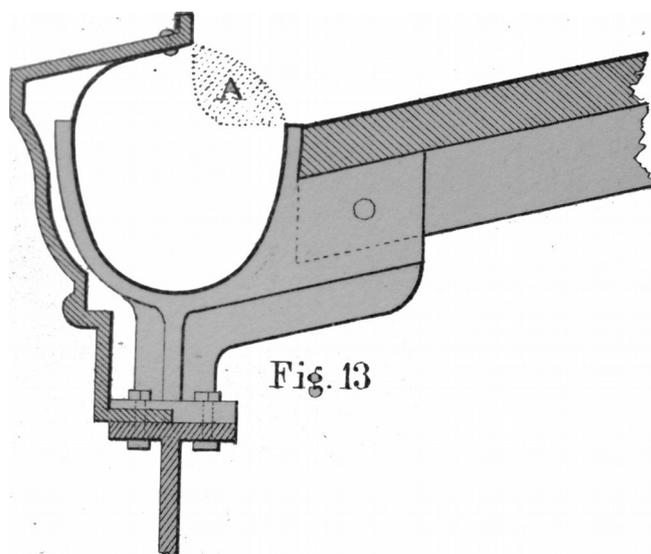


Figura 3.7.14: Pieza de conexión instalada en la parte superior de las vigas de fachada la cual recibía las correas de la cubierta y soportaba el canalón. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

mayores secciones debido a que las luces a cubrir eran mayores. Estas vigas invertidas se realizaban con un cordón superior formado con dos ángulos de hierro de 7,6 por 7,6 cm y un espesor de 0,95 cm separados 1,9 cm. El cordón inferior estaba formado por una varilla de hierro de 2,5 cm de diámetro. El resto de la cubierta se resolvía de manera idéntica a las cubiertas inferiores.

La cubierta superior era a dos aguas y estaba situada encima de las naves principales. Los canecillos, resueltos también con vigas invertidas, se conectaban a la parte superior de los

arcos de fundición mediante zapatas de fundición. Estas vigas invertidas tenían dos montantes de fundición (Figura 3.7.13).

Las vigas de fachada recibían directamente las correas, los canecillos y el canalón. Todos estos se conectaban mediante piezas de fundición conectada a las vigas de fachada (Figura 3.7.14). Las fachadas siempre eran los puntos más bajos de la cubierta.

3.7.7 La cúpula

La cúpula central tenía un diámetro exterior de 30,5 m y una altura total de 52,1 m desde el suelo. La cúpula formaba una semiesfera de 30,5 m de diámetro. El centro de esta semiesfera se situaba 25 cm por encima del arranque de la cúpula. Su planta en vez de ser circular formaba un polígono regular de 32 lados. La cúpula estaba formada por 32 vigas en celosía, o costillas, situadas radialmente y curvadas siguiendo la curvatura de la cúpula (Véase planos A-104 y E-200). Las costillas descansaban sobre las vigas situadas en el arranque las cuales eran soportadas por las columnas de la planta segunda. En la parte superior de la cúpula se situaba un anillo de 6 m de diámetro en el que se asentaba la linterna. La linterna tenía una altura de 5,2 m con un remate ornamental de 71 cm de alto (Figura 3.7.15). Como coronación superior de la linterna se instaló un mástil para la bandera estadounidense el cual penetraba la cúpula y se extendía por debajo del anillo superior.

Las costillas de la cúpula arrancaban sobre paneles de fundición colocados sobre las vigas que unían las columnas (Figura 4.1.3). En el medio de cada placa de fundición habían una serie de llaves y resaltos para encajar los arranques de las costillas y conectarlos mediante cinco tornillos de 2,5 cm de diámetro. El espesor de las planchas de fundición era de 2,5 cm. Este anillo de planchas se conectaban entre sí mediante tornillos y hacía las funciones de anillo de tensión para contener los empujes de la cúpula a la vez que servía de placa base para transferir los esfuerzos verticales a las vigas y columnas.

Cada costilla de la cúpula era una viga de celosía la cual estaba formada de la siguiente manera: El cordón superior e inferior lo formaban dos ángulos de hierro separados 2,5 cm entre sí. La sección de ambos cordones era idéntica, en la parte inferior del arco los ángulos eran de 7,6 por 7,6 cm y 1 cm de espesor, el siguiente tramo de 7 x 7 x 1 cm, los dos siguientes tramos de 6,3 x 6,3 x 1 cm, y finalmente el tramo superior se formaba con ángulos de 5 x 5 x 0,5 cm. Las diagonales dobles de las vigas estaban realizadas por pletinas de 5 cm de ancho y 1,9 cm de espesor. El cordón inferior tenía una longitud total de 21,3 m, y el cordón superior tenía una longitud de 22 m. Los cordones contaban con varias uniones para alcanzar la longitud total, estas uniones se resolvían de la misma manera que las vigas de celosía descritas anteriormente. La distancia entre cordón superior e inferior era en el arranque de 45,7 cm y en la parte más alta de 25 cm.

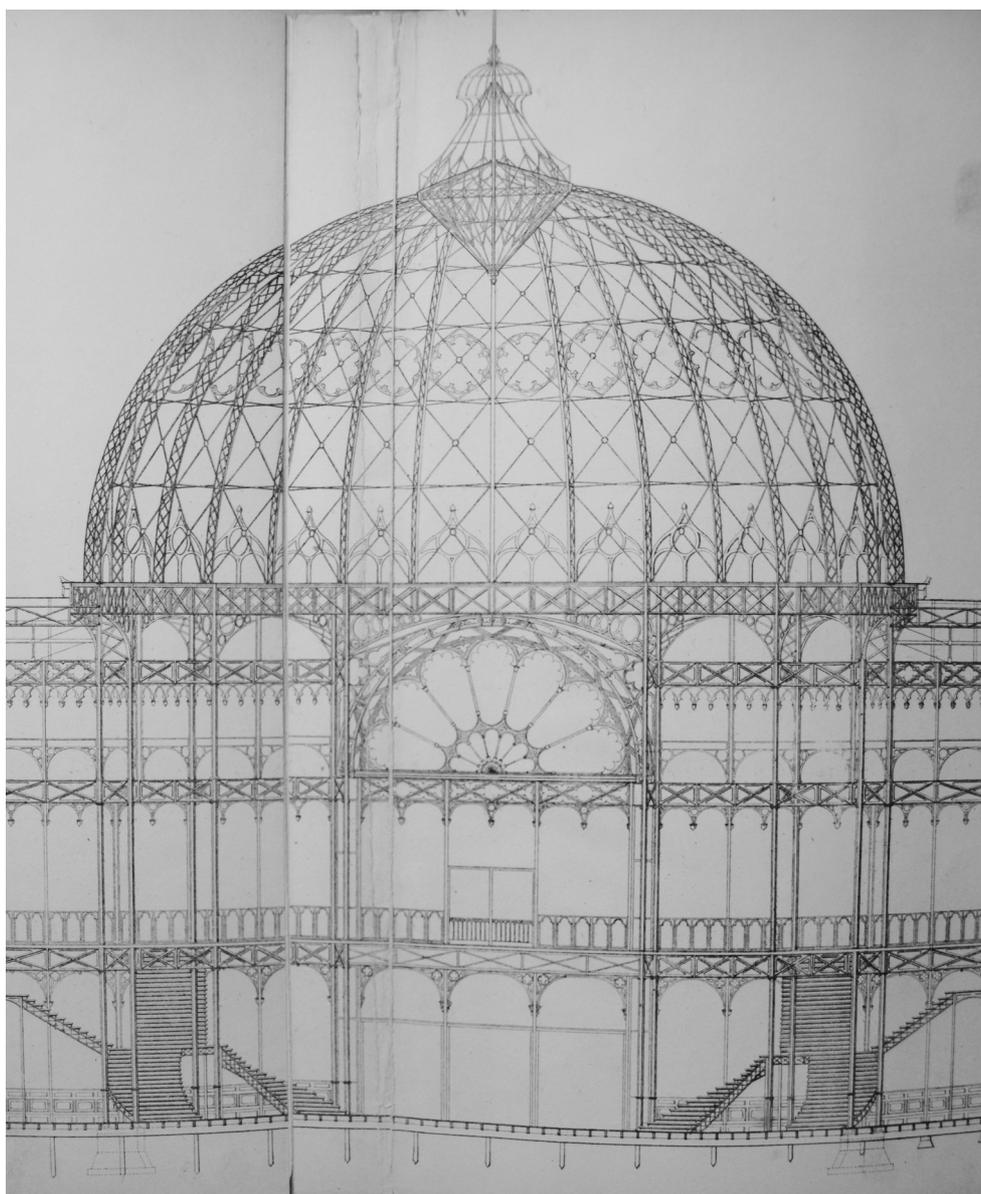


Figura 3.7.15: Sección de la parte central del edificio mostrando el esqueleto metálico. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

Las costillas se arriostraban entre sí por medio de varillas de hierro de 1,9 cm de diámetro formando cruces de San Andrés. Este arriostramiento se situaban en el plano horizontal y en el plano vertical extendiéndose a lo largo de la longitud de las costillas (Figura 3.7.15). En la intersección de cada arriostramiento se instalaba un anillo con cuatro perforaciones para recibir y anclar las varillas. No obstante, el arriostramiento del plano horizontal finamente no se instaló [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 42].

El anillo superior donde descansaba la linterna recibía también el extremo superior de las costillas. Este anillo estaba formado por piezas de fundición las cuales recibían cada costilla y se unían entre si mediante un entramado en celosía. Este entramado en celosía estaba realizado por un cordón superior e inferior formados por dos ángulos de 3,8 x 3,8 x 0,46 cm. Los extremos de las piezas de fundición y los cordones se conectaban con diagonales dobles realizadas con pletinas de hierro. Sobre el anillo se levantaba la linterna

que estaba formada por costillas de pletinas de hierro de 5 x 1 cm [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 42].

El mástil de la bandera, situado en el centro de la cúpula, se extendía en su parte inferior 3,5 m por debajo del anillo superior de la cúpula. En su parte inferior se arriostraba por medio de varillas de hierro conectadas a un anillo situado en el extremo inferior del mástil haciendo la forma de un cono invertido. El mástil tenía una longitud total de 22 m y se extendía por encima de la linterna 13,4 m.

En la base de la cúpula habían 32 ventanas realizadas con marcos de fundición. A una altura de 7,32 m desde el arranque siguiendo la curvatura de la cúpula habían otras 32 ventanas. Éstas tenían dos formas distintas, hexagonal y circular, y se alternaban. Los marcos se realizaban de fundición los cuales estaban curvados con la curvatura de la cúpula y se anclaban a las costillas. Las ventanas eran principalmente para ventilación ya que estaban cerradas con lamas de madera.

La cúpula estaba cubierta con planchas de madera encima de las costillas y una cubierta metálica de chapa de estaño.

3.7.8 Las torres

Las torres estaban situadas en cada vértice del octógono que formaba el edificio en planta (Véase plano A-100 y A-200) y servían de escalera de servicio para acceder a la primera planta desde la planta baja. Las torres sobresalían por encima del edificio 7,32 m y tenían planta octogonal (Figura 3.7.16). Tenían un diámetro de 2,4 m en la planta baja y primera. En la planta segunda el diámetro se reducía a 1,82 extendiéndose una altura de 4,42 m. Como remate superior y con una función meramente ornamental se situaba un cuerpo octogonal de 0,6 m de diámetro y una altura de 2,92 m.

La estructura de cada torre se componía de una columna de fundición de 20 cm de diámetro situada en el centro y ocho columnas de 10 cm de diámetro en cada vértice del octógono. A las columnas exteriores se atornillaban los paneles de fundición que formaban las fachadas. Las columnas de la planta baja y la planta primera eran de la misma longitud que en el resto del edificio.

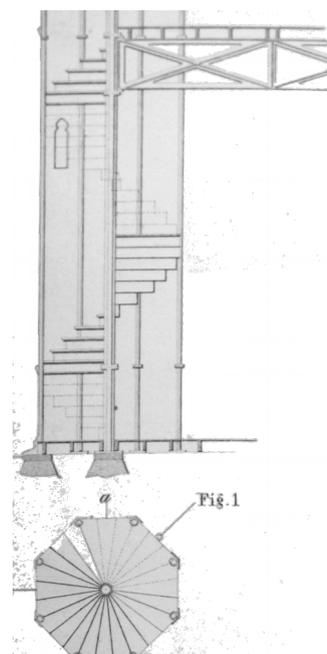


Figura 3.7.16: Sección y planta por las torres situadas en cada vértice del edificio. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

Los paneles de las fachadas eran de fundición de 1,2 cm de espesor atornillados a las columnas con tornillos de 12 mm de diámetro. Los lados interiores de las torres no tenían paneles por lo que la estructura quedaba totalmente expuesta.

En el interior de la torre había una escalera en espiral cuya zanca exterior estaba formada por una viga en celosía escalonada formada por pletinas de hierro que se anclaban a las columnas exteriores. Los peldaños se realizaban con planchas de madera de pino blanco de 3,7 cm de espesor que discurrían desde la zanca exterior hasta la columna central [Carstensen & Gildemeister, 1854, pp. 38-39].

3.8 Elementos no estructurales del edificio

A continuación se detallan aquellos elementos del edificio que aunque no siendo estructurales son una parte fundamental para entender el comportamiento de su estructura.

3.8.1 Fachadas

Las fachadas del edificio estaban resueltas por paneles de fundición que se atornillaban a la estructura principal, lo que se podría definir hoy en día como un muro cortina. Los paneles se clasificaban en tres tipos: Paneles de fachada que se ubicaban en la parte inferior de las ventanas (Figura 3.8.1), paneles de remate para rematar columnas, molduras, cornisas, etc. y

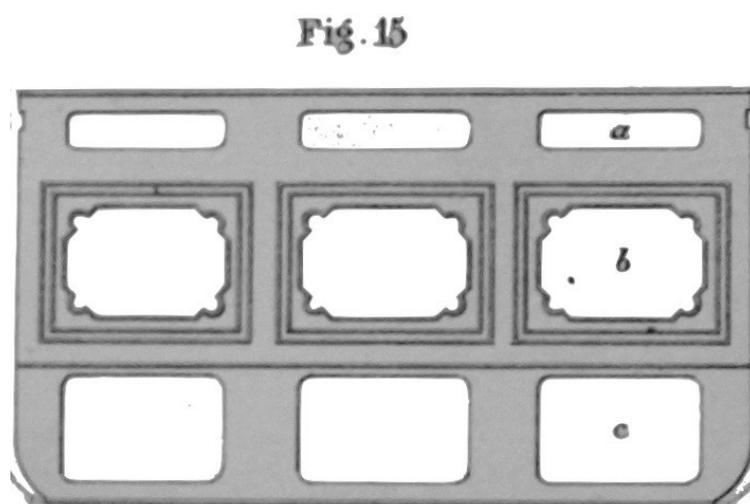


Figura 3.8.1: Panel de fundición de fachada que se ubicaba debajo de las ventanas. Imagen extraída de

paneles con forma de arcos situados en la parte superior de las ventanas.

Los paneles situados en la parte inferior de las ventanas de fachada estaban formados por piezas finas de fundición realizadas de una pieza con diferentes motivos y aperturas para permitir la ventilación y aligerar su peso (Figura 3.8.1). Los paneles se conectaban a la estructura principal, vigas y columnas, mediante tornillos de 1,2 cm de diámetro. Las juntas entre los paneles y los elementos estructurales se sellaban con plomo para prevenir cualquier filtración de agua. Los huecos dejados en los paneles se cegaban con lamas metálicas practicables. Los paneles tenían una altura de 1,48 m y una longitud entre 2,6 m y 2,9 m dependiendo de su ubicación. Los paneles de la primera planta situados debajo de las

ventana tenían forma trapezoidal para adaptarse a la inclinación de la cubierta inferior. Todos los paneles estaban ornamentados con bajo relieves, ribetes, plafones, etc. Los paneles de cerramiento en la parte inferior de la cúpula tenían forma curvas para adaptarse a su diámetro.

Para ahorrar tiempo de ejecución y recortar costes los paneles ubicados por encima de la planta baja se substituyeron por chapa lisa de hierro pese a las quejas de los arquitectos [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 35].

Los elementos de remate, como cornisas y embellecedores también se realizaban con fundición y se conectaban al edificio mediante tornillos.

Los arcos de fundición que hacían las veces de dinteles (Figura 3.8.2) sobre las ventanas de planta baja, primera y segunda se atornillaban al cordón inferior de las vigas de fachadas así como a las columnas de fachada. Los arcos encima de las ventanas de la cúpula estaban curvados en planta para seguir su contorno.

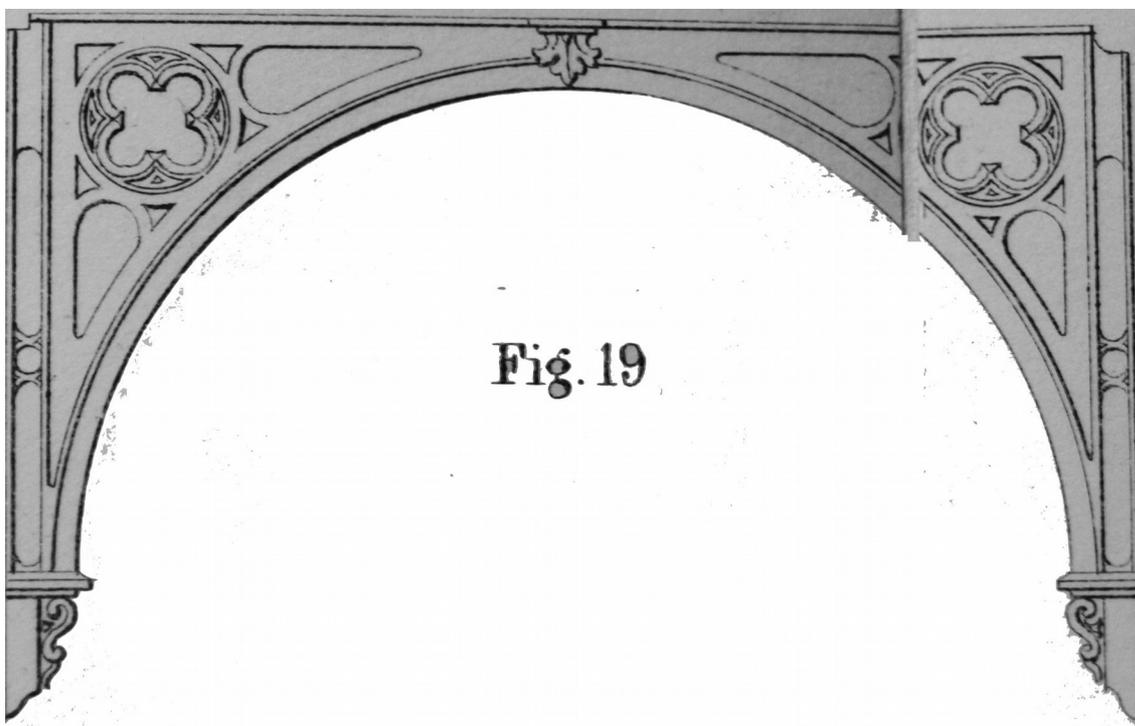


Figura 3.8.2: Arcos de fundición de fachada situado encima de las ventanas. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

3.8.2 Las escaleras

En total habían tres escaleras que conectaban la calle con el edificio, dos escaleras en cada extremo de las naves centrales conectando la planta baja con la planta primera, y cuatro escaleras debajo de la cúpula conectando la planta baja con la planta primera (Véase planos A-100 y A-101).

Las escaleras exteriores que conectaban la calle con las tres entradas tenían una anchura de 10,5 m y contaban con siete escalones en su entrada sur, quince en el oeste y nueve en el norte. Su estructura se resolvía mediante 7 vigas de zanca realizadas en fundición. Las bases de las vigas se asentaban en el terreno sobre pilastras de ladrillo rematadas con una piedra de remate. En su parte superior se conectaban a los muros de los cimientos. Los escalones se resolvían con tabicas de fundición y huellas de tabla de madera de pino amarillo de 3,8 cm de espesor.

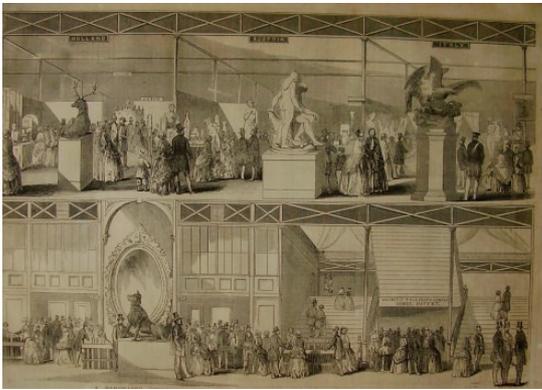


Figura 3.8.3: Vista de la Exposición. En la esquina inferior derecha nótase las escaleras doble ubicadas en los extremos de las naves.
Fuente: The New York Public Library

Las escaleras en los extremos de las naves consistían en una escalera doble que se unían en su plataforma intermedia (Figura 3.8.3). El primer tramo de la escalera eran dos zancas paralelas y separadas entre sí 2,75 m. Éstas se unían en una plataforma intermedia de dimensiones 8,23 m por 2,9 m y estaba situada a 3,83 m del suelo. La plataforma estaba soportada mediante dos columnas de 20 cm en sus extremos y seis columnas intermedias de 10 cm. Desde la plataforma intermedia hasta la planta primera las dos zancas conflúan en una escalera única de tirada recta ubicada en el espacio central dejado por las escaleras dobles.

La estructura de las zancas se resolvía mediante dos vigas de zanca en celosía formadas por pletinas dobles de hierro forjado de 5 cm por 0,95 cm separadas entre sí 1,9 cm (Figura 3.8.4). Tenían una altura de 61 cm y se conectaban a las vigas de fundición de los forjados y la plataforma intermedia, a su vez estaban conectadas entre sí mediante vigas invertidas formadas por pletinas de hierro forjado de 3,8 cm por 0,63 cm. Estas últimas proveían estabilidad lateral a las vigas de zanca. El peldañoado estaba formado

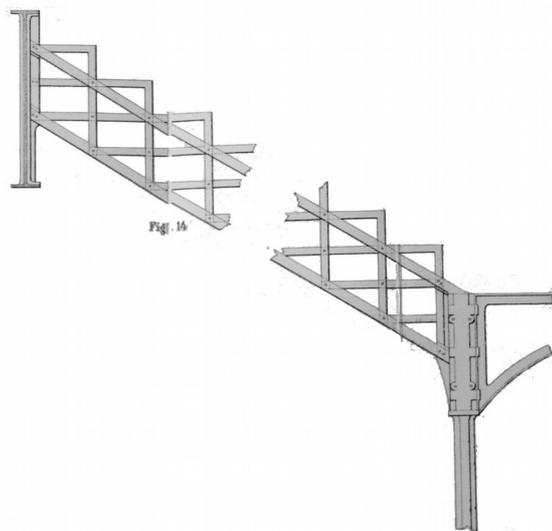


Figura 3.8.4: Sección de la viga de zanca para las escaleras utilizada en el edificio. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854]

por planchas de pino amarillo de 3,2 cm de espesor y quedaban soportadas en sus extremos por las vigas de zanca.

Las escaleras situadas debajo de la cúpula central eran escaleras dobles en forma semicircular en su primer tramo, una plataforma intermedia común a las dos zancas, y un segundo tramo doble de tirada recta (Figura 3.8.5). Las vigas de zanca del primer tramo estaban curvadas con unos radios de curvatura de 2,59 m en la parte interior y 5,13 m en la parte exterior, teniendo una anchura de 2,54 m. Las vigas de zanca se conectaban en su parte superior a las columnas secundarias, que a su vez soportaban la plataforma intermedia, y en su parte inferior a las vigas de forjado. La plataforma estaba soportada por seis columnas secundarias conectadas entre sí por seis vigas. Desde la plataforma intermedia salían dos zancas rectas que formaban 90 grados entre sí. Tenían una anchura de 2 m y contaban con una plataforma a mitad altura soportada por cuatro columnas de 10 cm. La estructura de las zancas se resolvían con vigas en celosía como las descritas anteriormente.

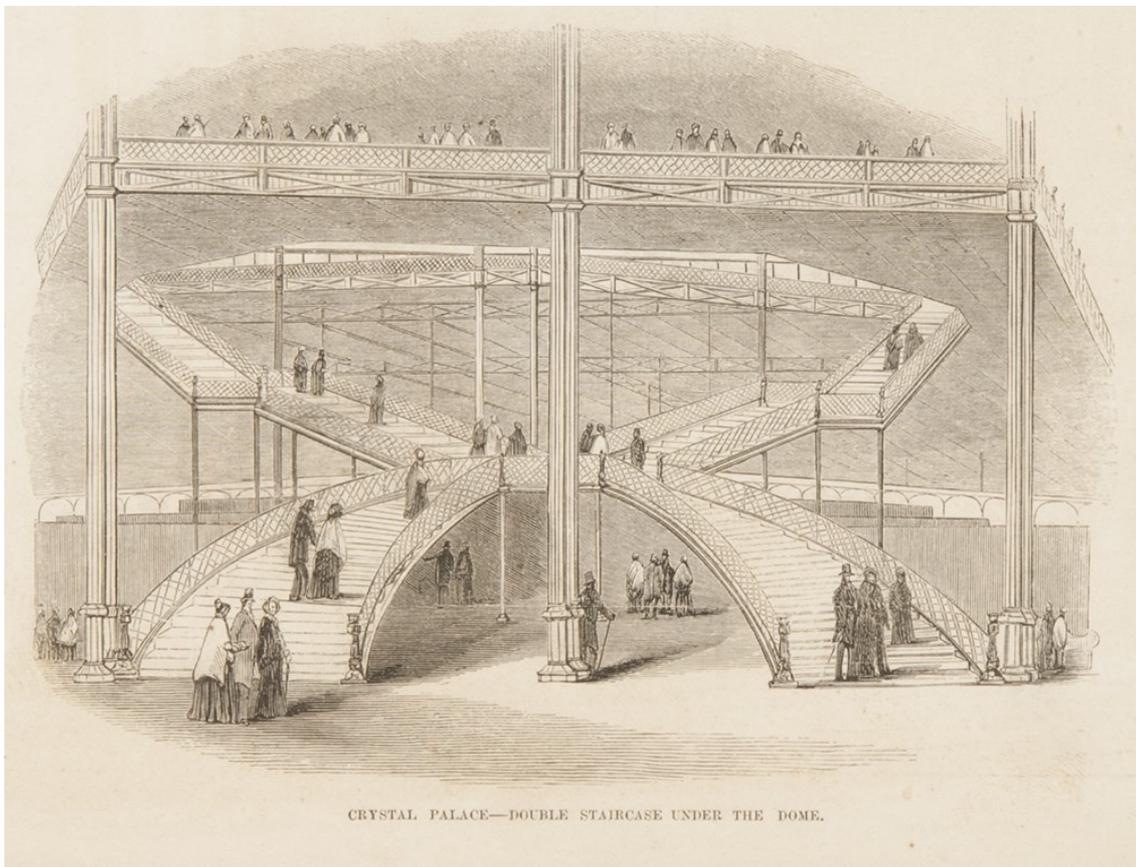


Figura 3.8.5: Vista de las escaleras dobles semicirculares de debajo de la cúpula. Publicado en Illustrated News 35, el 23 de julio de 1853. Fuente: The New York Public Library

3.9 Materiales estructurales utilizados

En la estructura del Crystal Palace de Nueva York se utilizaron principalmente dos materiales, el hierro de fundición y el hierro forjado, que se emplearon para fabricar las columnas, vigas, cubiertas, arcos y para la estructura de la cúpula central. También apareció de forma secundaria la madera para realizar los forjados. Aunque no siendo un elemento estructural cabe destacar los elementos de fachada que dado en la época fueron materiales novedosos ya que hasta entonces no se habían utilizado a gran escala. Los elementos de fachada fueron el vidrio y los paneles de fundición. En la construcción se utilizaron 1.200 toneladas⁷ de hierro fundido, 300 toneladas de hierro forjado y 4.180 metros cuadrados de vidrio [Greeley, 1853, p. 14].

La madera utilizada en el edificio fue dos tipos, el pino blanco para los elementos estructurales, como viguetas y vigas invertidas, y el pino amarillo, más denso que el blanco, utilizado para los elementos decorativos, las escaleras y el suelo. La albañilería también se empleó para la cimentación aunque no aporta ningún dato destacable al presente estudio.



Figura 3.9.1: Vista interior del New York Crystal Palace. Publicado en [S/A, G. P. Putnam & Co., 1854]. Fuente: Rare Book Division, The New York Public Library. (1854). *New York Crystal Palace, interior view*.

⁷ En [S/A, G. P. Putnam & Co., 1854, p. 8] se afirma que las toneladas de hierro de fundición son 1.500. Dado que el libro escrito por los arquitectos [Carstensen & Gildemeister, 1854] contiene más especificaciones técnicas y por tanto más fiable se decide adoptar el número de toneladas dado por estos.

El hierro de fundición y el hierro forjado fueron dos materiales utilizados de manera ocasional en arquitectura. Ambos hierros procedían de la misma materia prima, el mineral de hierro. Para la obtención del hierro el mineral extraído de las canteras se fundía en altos hornos y una vez derretido se vertía en lingotes. Este producto recibía el nombre de arrabio, conocido en los países anglosajones como pig iron. El arrabio solía contener trazas de otros elementos procedentes de la cantera donde se extraía el mineral y también del proceso de combustión. Dependiendo del proceso de fundición posterior y la aleación con otros elementos, el arrabio daba como resultado diferentes tipos de hierros (Figura 3.9.3).

Así pues el hierro de fundición era el proceso más sencillo ya que era básicamente el arrabio vuelto a fundir y vertido en moldes para realizar los elementos deseados. El hierro de fundición solía contener una alta cantidad de impurezas y una cantidad de carbono elevada. El hierro forjado, por el contrario, era un hierro casi puro, de alta calidad y con mínimas impurezas. El hierro forjado requería de mayores temperaturas de fundición y mayor trabajo manual, como el pudelado, necesarios para eliminar la mayor cantidad de impurezas. Además requería de mano de obra, en sus inicios a base de martilleado manual, para su forma y acabado.

Las resistencias mecánicas de estos dos tipos hierros eran también distintas. El hierro de fundición tenía una alta capacidad a compresión. Sin embargo, su mayor contenido en carbono -que le confería una estructura molecular cristalina- le confería un comportamiento frágil, por lo que no era un material adecuado para esfuerzos a tracción o cortante. Por el contrario, el hierro forjado al ser casi puro hierro con una estructura fibrilar era idóneo para su utilización en elementos a flexión o sometidos a tracción, como vigas o tirantes.

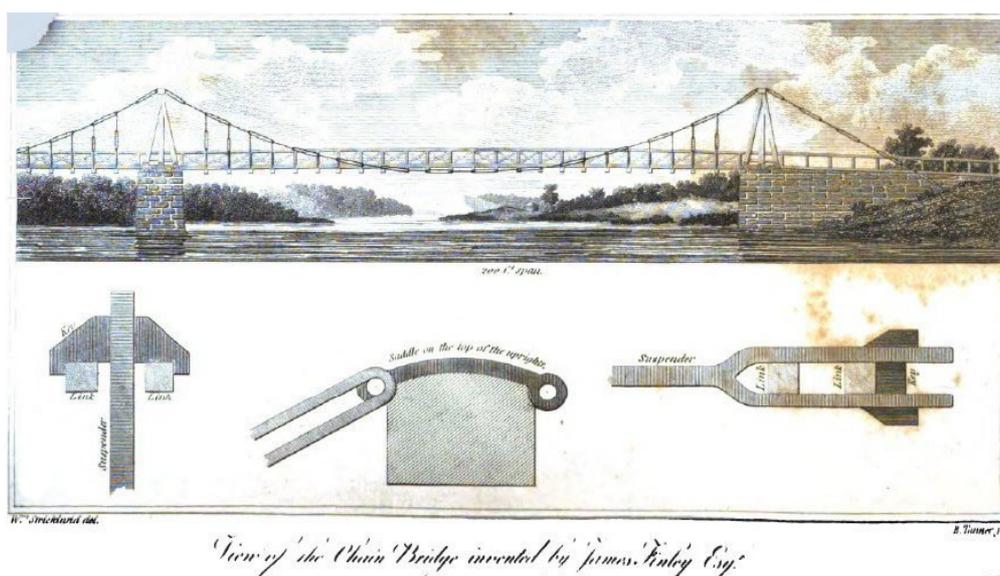


Figura 3.9.2: Puente colgante diseñado por James Finley en 1801 cuyas cadenas estaban formadas por eslabones de hierro forjado. Publicado en *The Port Folio [Magazine]*, Junio de 1810.

El país pionero en la producción y utilización de hierro era tradicionalmente Gran Bretaña gracias a sus yacimientos de hierro poco profundos y a la existencia de suficiente madera y carbón. A partir del siglo XVIII Abraham Darby consiguió obtener coque a partir del carbón bituminoso lo que permitió producir hierro a nivel industrial y a precios más competitivos. El carbón bituminoso era de más fácil extracción que el carbón mineral.

En Estados Unidos la utilización de hierro como elemento estructural comenzó a partir del siglo XIX y fue empleado para obras civiles. En 1810 James Finley diseñó el primer puente colgante en Estados Unidos con cadenas realizadas con hierro forjado (Véase figura 3.9.2) [Guedes, 2010, p. 245]. En 1845 Richard Boyse Osborne diseñó el primer puente con cerchas de hierro forjado. A mediados de siglo, la utilización en un primer lugar de hierro de fundición para edificios comerciales e industriales empezó a ser cada vez más común en edificios gracias al avance tecnológico y a la mayor demanda de este material. Los avances tecnológicos e industriales en esa época progresaron rápidamente. Por ejemplo el británico William Fairbairn inventó una máquina para agilizar la producción de hierro de la cual solo requería 5 de los 50 trabajadores que hasta el momento tenía [Guedes, 2010, p. 251].

En Nueva York en los barrios del SoHo y de Tribeca a partir de la segunda mitad del siglo XIX se concentraron los edificios comerciales realizados con estructura y fachada de hierro de fundición. Estos edificios serían la antesala de la construcción con esqueleto de acero que convertiría a Nueva York en la ciudad de los rascacielos.

Tipos de Hierro

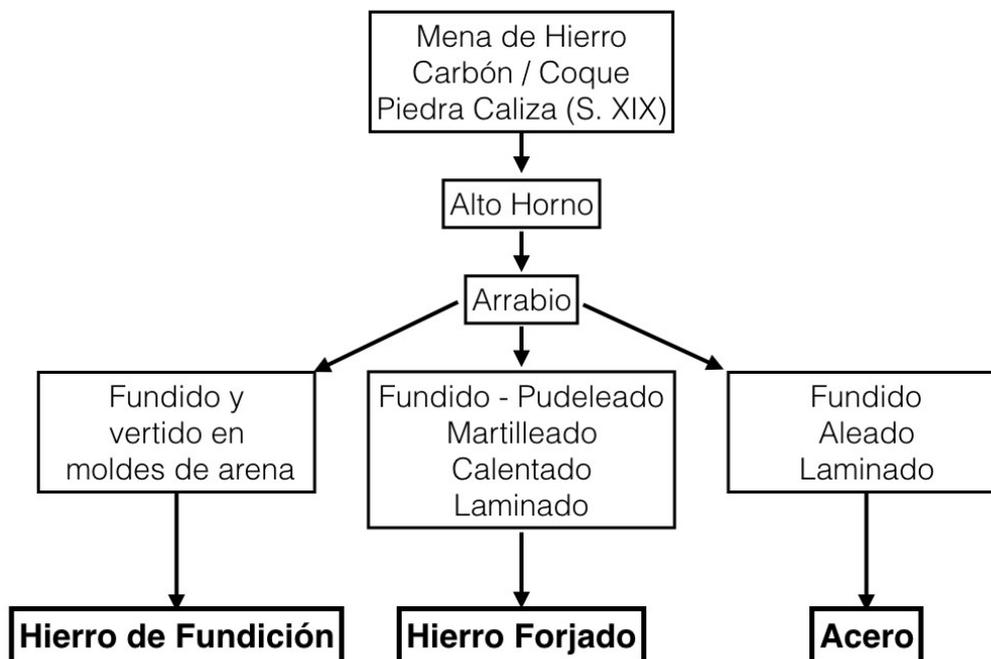


Figura 3.9.3: Esquema de la obtención de los diferentes hierros utilizados en el Siglo XIX, realizado por el autor

Entre 1860 y 1890 el hierro de fundición fue ampliamente utilizado en la ciudad de Nueva York en edificios comerciales e industriales. En cambio, el hierro forjado no fue tan utilizado debido principalmente a que era más difícil de fabricar y por tanto más caro. Otro aspecto del hierro forjado es que se solamente se podían obtener secciones de pequeño tamaño en forma de pletinas y ángulos, por lo que requería también un proceso de ensamblaje para formar vigas o columnas de mayor tamaño.

Como se verá en el capítulo 3.9.2, el hierro forjado se utilizó como material estructural a nivel industrial durante un periodo breve de tiempo de tan solo unas décadas. A partir de 1876 el acero, que hasta la fecha había sido un material poco utilizado dado su dificultad para fabricarlo, empezó a ser más asequible. El acero era un material con mejores propiedades mecánicas y permitía una mejor laminación. Esto desbancaría en pocos años al hierro forjado y al hierro de fundición como material estructural.

3.9.1 El hierro de fundición o hierro colado

El hierro de fundición o hierro colado, conocido en los países anglosajones como *cast iron*, era una aleación de hierro que contenía entre un dos y un cuatro por ciento de carbono y mínimos porcentajes, en torno al 1%, de silicio y manganeso. Además podía contener trazas de impurezas como azufre y fósforo. El hierro de fundición se conseguía fundiendo los lingotes de arrabio con las aleaciones en hornos verticales, o cubilotes, y vertidos en moldes realizado en arena para realizar las piezas de fundición deseadas (Véase figura 3.9.4).

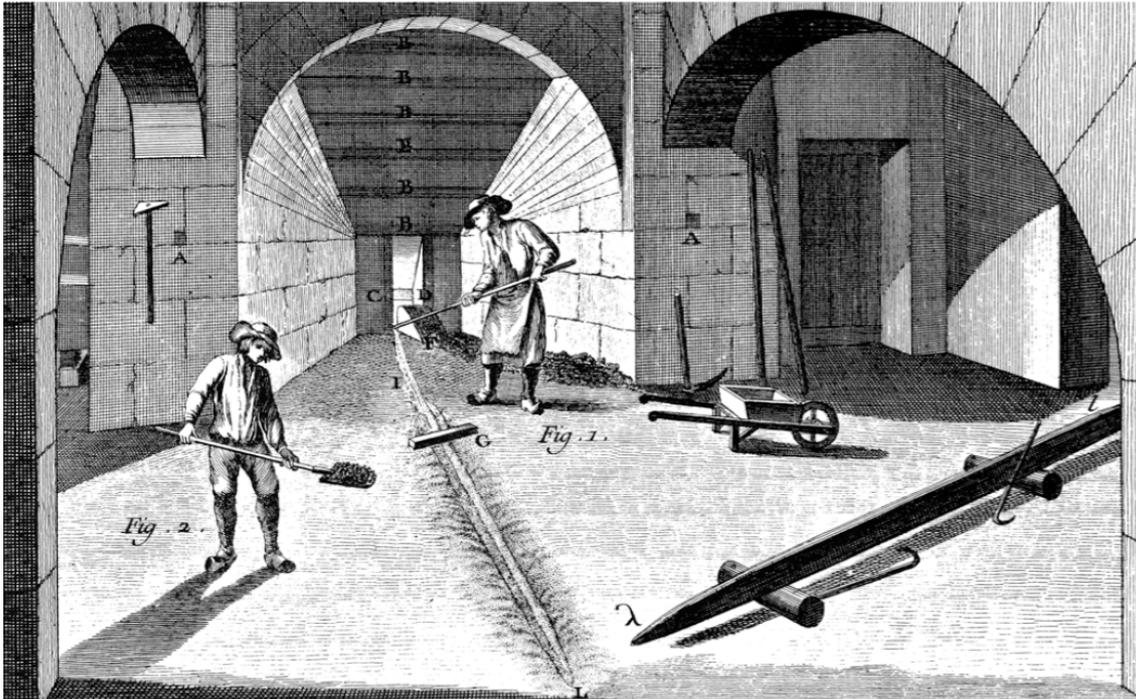


Figura 3.9.4: Hierro fundido vertido directamente del horno sobre una cama de arena para realizar las piezas de fundición. Fuente: Diderot's Encyclopedie (1751-1772)

La utilización del hierro de fundición se remonta hasta el siglo VI dC en China. En Europa se utilizó esporádicamente a partir del siglo XIV. En Estados Unidos James River estableció las primeras fundiciones en Virginia en 1619. Durante los siglos XVIII y XIX el hierro fundido fue más utilizado ya que era más barato que el hierro forjado, al no requerir trabajo de acabado que se realizaba manualmente con martillos. Además, el hierro colado tenía una resistencia estructural muy elevada en comparación con otros materiales como la madera. Sus principales desventajas eran que era un material frágil y con una capacidad a tracción inferior a la del hierro forjado⁸. Esto se debía, como se ha apuntado anteriormente, a su alto contenido en carbono. El carbono tiene una forma cristalina por lo que le confería un comportamiento frágil bajo cargas de cortante y tracción.

A mediados del siglo XVIII el hierro de fundición era principalmente utilizado en herramientas, utensilios de cocina, cañones y otros elementos bélicos [Gloag & Bridgwater, 1948, p. 53]. En Inglaterra Abraham Darby empezó a experimentar con la producción de

⁸ Extraído de: Encyclopedia Britannica. Cast Iron. <https://www.britannica.com/technology/cast-iron>

hierro fundido utilizando coque para su fundición en vez de carbón consiguiendo mayores temperaturas reduciendo el precio y aumentando su producción. A partir de los descubrimientos de Darby diferentes ingenieros en Inglaterra empezaron a utilizar el hierro de fundición como material estructural. Así pues, entre 1775 y 1779 se construyó el primer puente de hierro de fundición situado sobre el río Severn en la localidad inglesa de Shropshire. El puente fue construido por la empresa de fundición del mismo Darby [Gideon, 1967, pp. 169 - 170].

Según algunos expertos, el primer ingeniero en utilizar columnas de fundición fue John Smeaton en 1770-1772 en la iglesia de Saint Anne en Liverpool [Condit, 1960, p. 25], y el primer edificio construido con una estructura de hierro de fundición fue diseñado por William Strutt en 1792. Este edificio tenía seis plantas y estaba sustentado por vigas y columnas de fundición y el entrevigado estaba resuelto con bóveda de ladrillo [Condit, 1960, p. 26].

En Inglaterra en 1805 Humphry Repton diseñó un invernadero con estructura realizada con hierro de fundición. [Gloag & Bridgwater, 1948, p. 200]. Este primer invernadero fue seguido por otros arquitectos como John Nash que en 1814 diseñó el conservatorio en el Royal Lodge. Posteriormente Joseph Paxton, que trabajaba como jardinero para el duque de Devonshire, diseñó el conservatorio de Chatsworth en 1837. Al poco tiempo diseñó la Lily House también en Chatsworth [Gloag & Bridgwater, 1948, p. 200 (2)].

Paralelamente al uso del hierro de fundición en Inglaterra, en Francia se empezó a utilizar en estructuras de grandes edificios. Así pues, la Galerie d'Orleans en el Palacio Real de París fue terminada en 1831 y los invernaderos de los jardines botánicos de París en 1833, ambos edificios fueron construidos con estructura de hierro de fundición [Hitchcock, 1969, pp. 176 - 177].

Entre 1830 y 1850 los ingenieros ingleses William Fairbairn y Eaton Hodgkinson realizaron un profundo estudio de los metales, tanto del hierro fundido como del hierro forjado, para su utilización en estructuras. Juntos desarrollaron las formas más eficientes que debían tener tanto vigas como columnas. Fairbairn y Hodgkinson llegaron a la conclusión de que la forma más eficiente para las vigas es la forma en "I" [Gloag & Bridgwater, 1948, pp. 192 - 194]. También concluyeron que los elementos de fundición debían utilizarse principalmente en compresión y

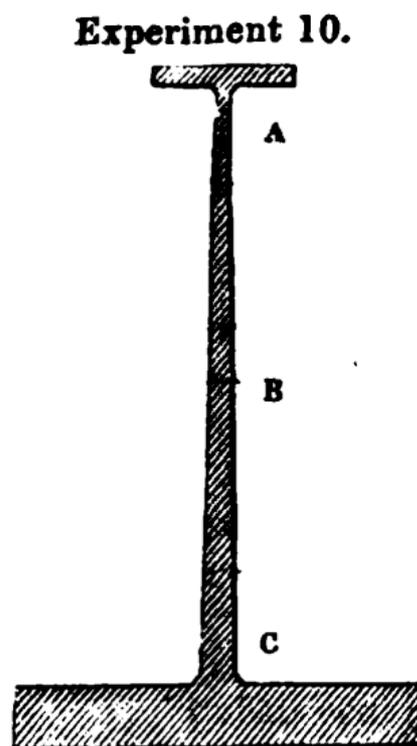


Figura 3.9.5: Viga de hierro de fundición diseñada por Hodgkinson y Fairbairn. La falta de simetría de la viga es debido a la baja resistencia a la tracción del hierro de fundición. Fuente: [Hodgkinson, 1846]

que el hierro forjado debía ser empleado para elementos a tracción o flexión. Aunque el hierro de fundición no era un material apropiado para resistir esfuerzos de tracción, diseñaron la forma más eficiente que las vigas de fundición debían tener. La forma más idónea, según sus ensayos, era en forma de I asimétrica. Teniendo el ala inferior de la viga un área aproximadamente seis veces más grande que el ala superior (Figura 3.9.5). Esta peculiar forma se basaba en que el hierro colado tenía una resistencia a compresión aproximadamente seis veces mayor que la resistencia a tracción.

En Estados Unidos la utilización del hierro de fundición comenzó en los inicios del siglo XIX. El United States Bank en la ciudad de Filadelfia fue construido entre 1818 y 1824, en el edificio se utilizaron tensores de hierro en los arcos laterales que soportaban la bóveda principal. Entre 1820 y 1822, también en Filadelfia, se utilizaron por primera vez las columnas de hierro colado en el interior del edificio Chestnut Street Theater [Condit, 1960, p. 27]. En los años posteriores una cantidad pequeña de edificios que utilizaban elementos estructurales de fundición fueron construidos en los estados de Pensilvania, Boston y Nueva Jersey.

En la ciudad de Nueva York el uso del hierro de fundición en edificios tuvo lugar a partir de 1812 aunque con un uso decorativo, utilizándose en balcones, vallas, o marcos de puertas y ventanas [The New York Historical Society, 1899, p. 161]. No se conoce de manera precisa quien realizó el primer edificio con hierro de fundición en Nueva York. En 1825 existían fundiciones como la Worrall & Company que se anunciaban como fabricantes de arcos y marcos de puertas realizadas en fundición. Sobre esa misma época el inventor Richard Patten anunciaba que estaba realizando dos edificios con fachadas de fundición [Gayle & Gayle, 1998, p. 35].

Todo apunta a que la primera fundición que empezó a fabricar elementos estructurales de hierro de fundición en Nueva York fue la fue la Jordan L. Mott, conocida por hacer estufas de fundición [Gayle & Gayle, 1998, p. 36]. En 1836 Jordan L. Mott patentó un sistema para realizar columnas huecas de fundición [Condit, 1960, p. 28].

Los primeros edificios donde se emplearon elementos estructurales de fundición en la ciudad de Nueva York fueron el Liceo de Historia Natural diseñado por Alexander Jackson Davis en 1835 y el Lorillard Building en 1837. En el primero se utilizaron columnas de fundición en la planta baja para ser utilizado como escaparate. En el edificio Lorillard se utilizaron columnas de fundición en las dos plantas inferiores del edificio utilizando también vigas de fundición como dinteles [Gayle & Gayle, 1998, p. 36 (2)].

En 1840 la fundición James L. Jackson empezó a fabricar columnas de fundición, dinteles y vigas. En 1846 Daniel D. Badger, el cual tenía una fundición en Boston, se trasladó a Nueva York para fabricar y construir edificios de fundición. En 1847 la fundición William Cornell también empezó la fabricación de elementos estructurales de fundición. En 1849 James Bogardus, después de un viaje a Londres, patentó un edificio cuya estructura estaba realizada completamente con estructura metálica y cuya fachada se resolvía con paneles de fundición. El diseño de Bogardus consistía en columnas y fachadas completas de fundición, las vigas eran vigas de fundición con un tirante de hierro forjado, las viguetas eran de hierro forjado, el entrecigado no queda claro si era de paneles de hierro forjado o fundición y todo quedaba conectado mediante tornillos [Friedman, 1995, p. 28].



Figura 3.9.6: El Haughwout building construido por Daniel D. Badger en 1856. Fuente: G. Pardo Redondo

A partir de 1847 varios edificios comerciales empezaron a utilizar columnas de fundición para sus escaparates [Building Trades, 1899, p. 167].

Daniel D. Badger y James Bogardus fueron los principales promotores del uso del hierro de fundición como material estructural en la ciudad de Nueva York. Badger construyó en 1842 un edificio con columnas de fundición, el cual estaba situado en Washington Street, en el barrio de Tribeca. En 1846 construyó utilizó columnas y vigas de fundición en la planta baja del edificio A. T. Stewart Department Store en el barrio de Tribeca [Friedman, 1995, p. 29]. Aunque, no es hasta después de 1853, año en que termina la construcción del Crystal Palace en Nueva York, cuando Badger construyó el primer edificio con fachada total de fundición del cual seguiría en los siguientes años magníficos edificios con fachadas de fundición como el Cary Building (1856) y el Haughwout Building (1856) (Figura 3.9.6).

El edificio Harper & Brothers diseñado por Bogardus (Figura 3.9.7) fue construido completamente con elementos de fundición y viguetas de hierro forjado en 1854. Anteriormente, en 1848, Bogardus había construido su fundición situada entre Centre y Duane Streets en el barrio de Tribeca, y un almacén para la Edgar Laing Stores, también en el barrio de Tribeca. Ambos realizados con fachadas con elementos de fundición [Friedman, 1995, p. 28 (2)]. Bogardus fue uno de los pioneros e impulsores de la construcción con fundición aunque su papel fue el de inventor e ingeniero más que el de constructor de este tipo de edificios.



Figura 3.9.7: Edificio de la imprenta Harpers & Brothers construido en 1854 y diseñado por James Bogardus con una estructura completa de hierro. Fuente: New York Public Library

Entre los años 1855 y 1880 la utilización del hierro de fundición como elemento estructural y como elemento decorativo en fachada se generalizó en los edificios comerciales en la ciudad de Nueva York. Cientos de edificios se construyeron principalmente en las zonas del SoHo y Tribeca, al sur de la isla de Manhattan. También se empleó para la realización de puentes como el famoso puente Bow Bridge de Central Park construido entre 1859 y 1862 (Figura 3.9.8).

El hierro de fundición como elemento estructural dejó de ser utilizado a finales del siglo XX por varios motivos. Por un lado fue desbancado por la aparición del acero laminado

con precios cada vez más competitivos. Por otro lado, los códigos edificatorios de la ciudad de Nueva York empezaron a ser más exigente a partir de 1891 en cuanto a la protección ante el fuego del hierro de fundición [Friedman, 1995, pp. 38-39]. Esta medida vino promovida por varios desastres en los cuales edificios construidos con hierro de fundición habían colapsado a causa del fuego, incluso edificios cercanos a donde se había producido el incendio habían colapsado a causa de la expansión térmica del hierro [Friedman, 1995, p. 37].



Figura 3.9.8: Vista desde su parte inferior del Bow Bridge de Central Park construido entre 1859 y 1862 y realizado con una estructura de hierro de fundición. Fuente: New York Public Library

3.9.2 El hierro forjado

El hierro forjado, conocido en los países anglosajones como wrought iron, era la aleación de dos componentes, hierro de alta pureza y silicio de hierro (iron silicate) un particular tipo de escoria de aspecto cristalino. Antiguamente la escoria era considerada una impureza a evitar solamente utilizada para mantener el hierro en estado líquido. En tiempos recientes se ha descubierto que la escoria le confería al hierro forjado cierta resistencia a la corrosión y a la fatiga. La escoria se encontraba en unas proporciones entre el 1% y el 3% dependiendo del laminado necesario para producir la sección que se deseaba [Aston & Story, 1942, pp. 1 - 2]. El contenido de carbono en el hierro forjado era mínimo, menos de un 0.08%, por lo que era un hierro casi puro. Esto le confería una resistencia a tracción y a flexión mayor que el hierro de fundición.

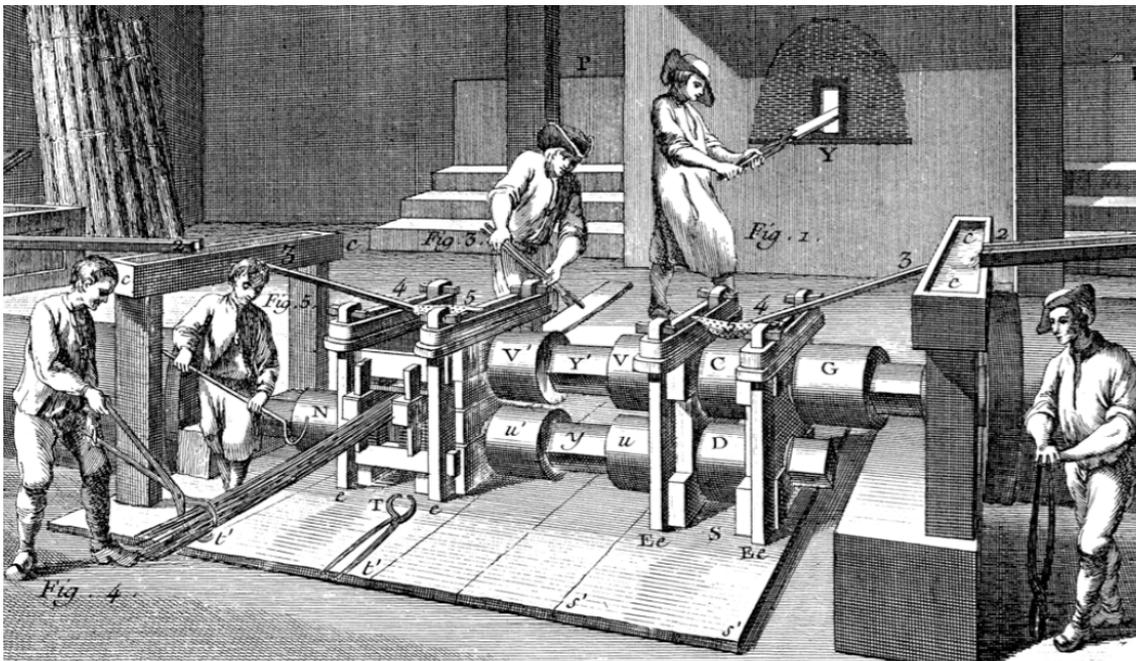


Figura 3.9.9: Hierro forjado siendo laminado para realizar barras rectangulares. Fuente: Diderot's Encyclopedie (1751-1772)

Cómo ya se ha apuntado anteriormente, el hierro de fundición y el forjado provienen del mismo material, el arrabio realizado en los altos hornos (Figura 3.9.3). Para conseguir el hierro forjado se eliminaban las impurezas del arrabio sometiéndolo a altas temperaturas que provocaba la oxidación de las impurezas y de este modo podían ser eliminadas. El procedimiento de pudelado, que fue el más extendido a partir en el siglo XIX, eliminaba de una manera eficaz las impurezas de silicio, manganeso, fósforo y carbono.

La historia del hierro forjado se remonta a los inicios de los registros históricos. En Egipto se han encontrado lanzas realizadas de hierro forjado de 5.000 años de antigüedad. Hasta la introducción de los altos hornos en el siglo XIV, los métodos para fundir el hierro eran variados. Cada civilización tenía su propia técnica. Los asiáticos, de los que parece derivar el alto horno, forzaban aire dentro del horno para conseguir mayores temperaturas [Aston

& Story, 1942, p. 6]. En el siglo XIII el horno de forja catalán introdujo un avance en los hornos tradicionales al incluir un soplador a través de toberas ubicadas en la parte inferior.

La fabricación y producción del hierro forjado tuvo un punto de inflexión con el invento del horno de reverbero. En 1784 el inglés Henry Cort desarrolló nuevos procedimientos para la pudelación y el laminado del hierro forjado. La pudelación era un sistema que consistía en remover con largas palas la masa fundida para eliminar las impurezas (Figura 3.9.10). Este proceso se realizaba de forma manual y los trabajadores encargados de realizarlo se llamaban pudeladores. La masa de hierro quedaba en una forma pastosa al salir del horno. Esta masa pasaba pues por unos rodillos que la comprimían, extrayendo más impurezas, en lo que se conoce como el proceso de laminación. La ventaja de este proceso era que se le podía dar al hierro la forma deseada colocando los rodillos en diferentes posiciones. El principal problema que tenía este sistema de pudelación es que se desperdiciaba en torno a un 50% del hierro arrastrado por las impurezas por lo que no permitía unos precios competitivos para un uso generalizado [Ashton, 1924, pp. 87 - 93].

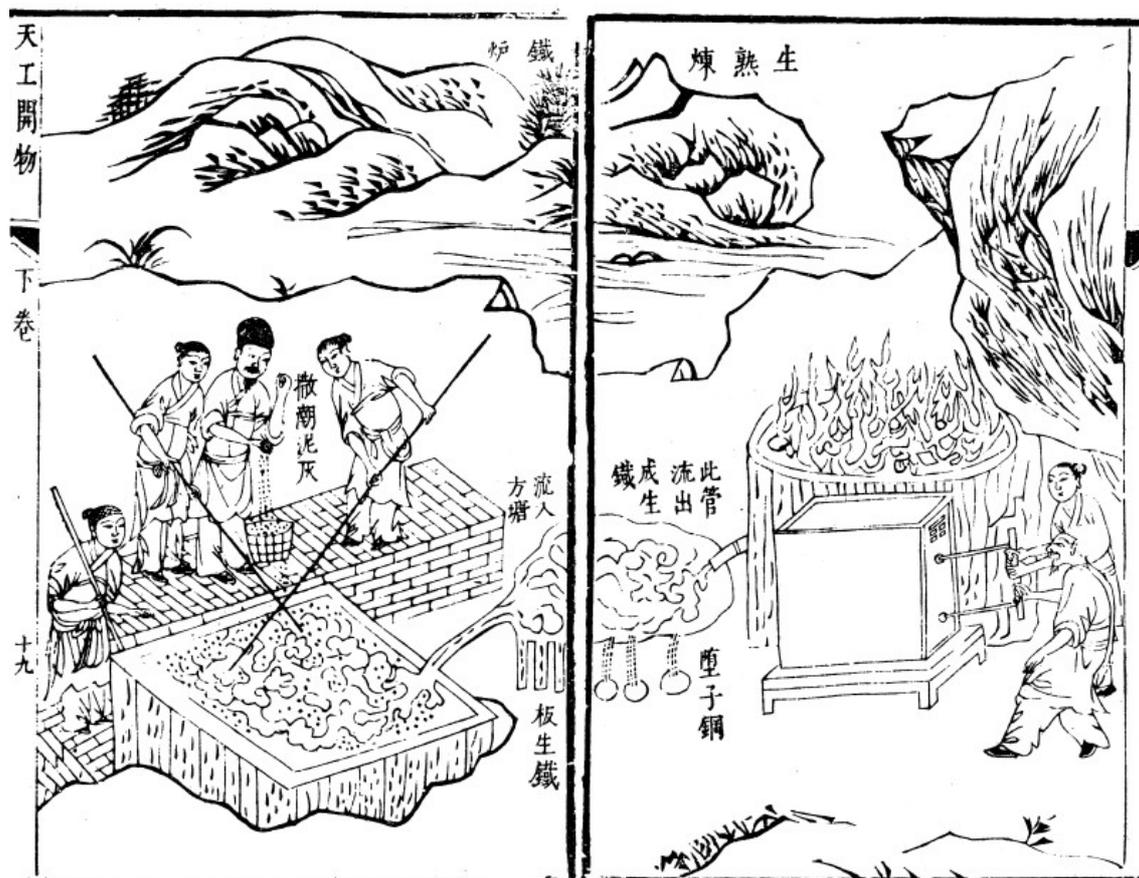


Figura 3.9.10: Ilustración china donde se muestra el método de fundición del arrabio (parte derecha de la imagen) y el proceso de pudelado (parte izquierda) para la eliminación de impurezas. Fuente: Tiangog Kaiwu enciclopedia, 1637

En torno a 1830 Joseph Hall en Inglaterra perfeccionó el proceso la técnica de la pudelación la cual se conoció como pudelación húmeda (*wet puddling*) consiguiendo unos rendimiento de producción de hierro forjado mucho más competitivos. Con este nuevo sistema la producción de hierro forjado podía conseguir rendimiento 20 veces mayor de los conseguidos hasta la fecha consiguiendo también una mejor calidad de hierro [Aston & Story, 1942, p. 12].

En 1854 se utilizó por primera vez en Estados Unidos viguetas de hierro forjado para el edificio Harper & Brothers diseñado por Bogardus (Figura 3.9.7). Estas primeras vigas tenían una forma similar a railes de tren con un canto de 18 cm y fueron fabricadas por Peter Cooper en su fundición la Trenton Iron Works en Nueva Jersey. Ese mismo año también se emplearon vigas similares en el edificio U. S. Assay Office. En 1855 fue la primera vez que se emplearon vigas de hierro forjado en forma de "I", similares a las actuales, en el edificio de la Cooper Union Foundation, el cual todavía perdura [Gayle, Look & Waite, 1992, p. 48].

A partir de 1860 la Trenton mill de Peter Cooper y la Phoenix Iron Company de Pensilvania empezaron a fabricar vigas en "I" de hierro forjado de manera normalizada.

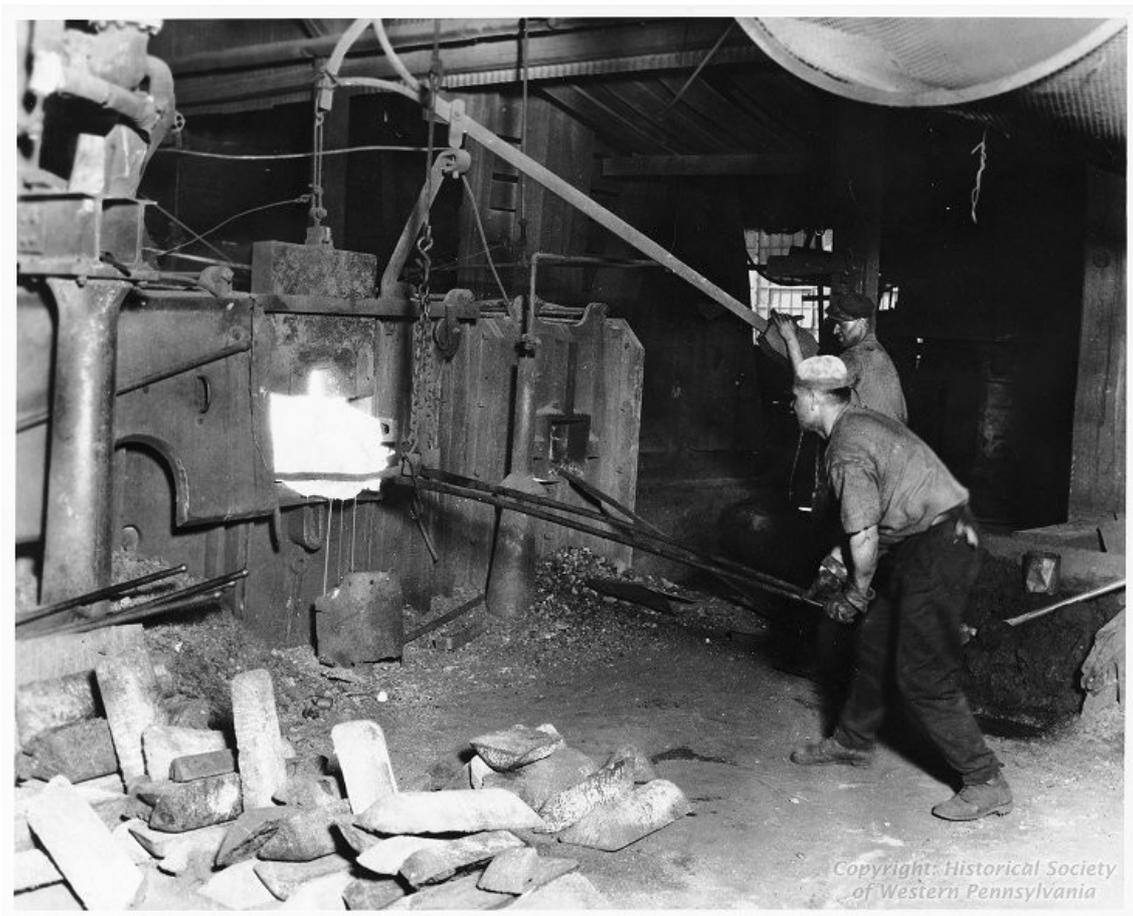


Figura 3.9.11: Extracción de la bola de hierro para ser martilleado y posteriormente laminado para realizar el hierro forjado. Fuente: Historical Society of Western Pennsylvania

El declive de la utilización del hierro forjado para materiales estructurales empezó a partir de la aparición del acero y de la evolución de los procesos de laminado en torno a 1877. El acero tenía una concentración de carbono de entre el 0.2 al 1.5 %. Esto le confería una dureza mayor que el hierro forjado, pero sin ser frágil como el hierro de fundición. Sus características mecánicas a flexión y a tracción eran superiores que cualquier otro hierro. Otro aporte del acero es que se podía conseguir formas más precisas mediante el laminado.



Figura 3.9.12: Trabajadores de los altos hornos preparando la arena para verter el hierro fundido y formar los moldes. Chicago, 1890. Fuente: Detroit Publishing Company.

El acero ya se conocía desde principios del siglo XVII aunque su fabricación era extremadamente difícil y costosa. La producción de acero de calidad a nivel industrial no llegaría hasta 1876 gracias a avances en la industria metalúrgica. Anteriormente, en 1856, el metalúrgico británico Henry Bessemer inventó el convertidor de Bessemer. El concepto del convertidor de Bessemer [Misa, 1995, pp. 5-11] era que el carbono del arrabio en estado líquido, o sea dentro del alto horno, reaccionaba con el oxígeno inyectado y se oxidaba. El convertidor de Bessemer introducía gran cantidad de aire a presión en la masa líquida para que reaccionara con el carbono y así poder eliminarlo de manera sencilla. En su primer intento Bessemer se dio cuenta de que tras insuflar el aire el arrabio quedaba completamente libre de carbono y de silicio en tan solo unos pocos minutos. Es más, el metal en vez de enfriarse a causa del aire a presión subía de temperatura por lo que se mantenía en fase líquida mayor tiempo.

Este primer acero conseguido por el método Bessemer dejaba el acero sin apenas contenido en carbono y un alto contenido en oxígeno por lo que requería que se le añadieran una aleación de hierro, carbón y manganeso, conocido como *spiegeleisen*, para dar un acero de calidad. El manganeso eliminaba el oxígeno creando óxido de manganeso, que era retirado junto con la escoria, y el carbono permanecía como parte de la masa fundida aportando el contenido eliminado anteriormente. Con esto se conseguía obtener acero directamente sin el extra coste en combustible y mano de obra (pudelado y laminado) que era requerido para el hierro forjado.

Una desventaja que presentaba el proceso de Bessemer era que no eliminaba el fósforo proveniente del arrabio. El fósforo hacía el acero excesivamente frágil por lo tanto se necesitaban emplear menas de hierro que estuvieran exentas de fósforo, las cuales eran muy escasas. No es hasta 1876 cuando un simple descubrimiento cambió el rumbo de la fabricación del acero a nivel industrial. El galés Sidney Gilchrist Thomas descubrió que introduciendo simplemente piedra caliza al convertidor ésta arrastraba el fósforo del arrabio con el resto de la escoria, resultando un acero totalmente libre de fósforo [Misa, 1995, p. 79]. Esto provocó automáticamente que todas las canteras de hierro fueran aptas para la fabricación de acero, lo cual desembocó a una producción masiva a precios muy bajos. Por poner un ejemplo en Estados Unidos en 1867 se fabricaron 460.000 toneladas de hierro forjado para raíles de tren a un coste de 83 \$/tonelada y 2550 toneladas de acero para raíles de tren a un precio de 170 \$/tonelada. En 1884, ocho años después del descubrimiento de Thomas, el hierro forjado para raíles había prácticamente desaparecido siendo reemplazado por el acero con una producción de 1.500.000 toneladas a un precio de 32 \$/tonelada. Posteriormente, conforme los costes de producción se iban optimizando llegaría a bajar hasta los 14 \$/tonelada a finales de siglo XIX [Spoerl, 2016]. A principios del siglo XX el procedimiento Bessemer sería reemplazado por el horno Siemens ya que conseguía mayores rendimientos y permitía mayor control de la composición química asegurando un producto de mayor calidad.

3.9.3 El Vidrio

En el edificio se utilizaron 4.180 metros cuadrados de vidrio empleándose en fachadas y lucernarios. Los vidrios empleados tenía un tamaño de entre 96 y 81 cm de largo por 40 cm de ancho y un espesor de 3,2 mm, haciendo un total de 15.000 paneles [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 43]. El vidrio fue fabricado por la empresa Jackson Glass Works de Nueva York. Los vidrios tenían una capa de esmalte vitrificado la cual fue realizada por la empresa Cooper & Belcher de Nueva Jersey. El esmaltado conseguía un acabado translucido provocando que los rayos de sol se difuminaran creando una luz más cálida y homogénea. En el Crystal Palace de Londres, por el contrario, se utilizaron vidrios transparentes y necesitaron tapar con telas en diferentes puntos para conseguir zonas de sombra [Silliman & Goodrich, 1854, p. 3].

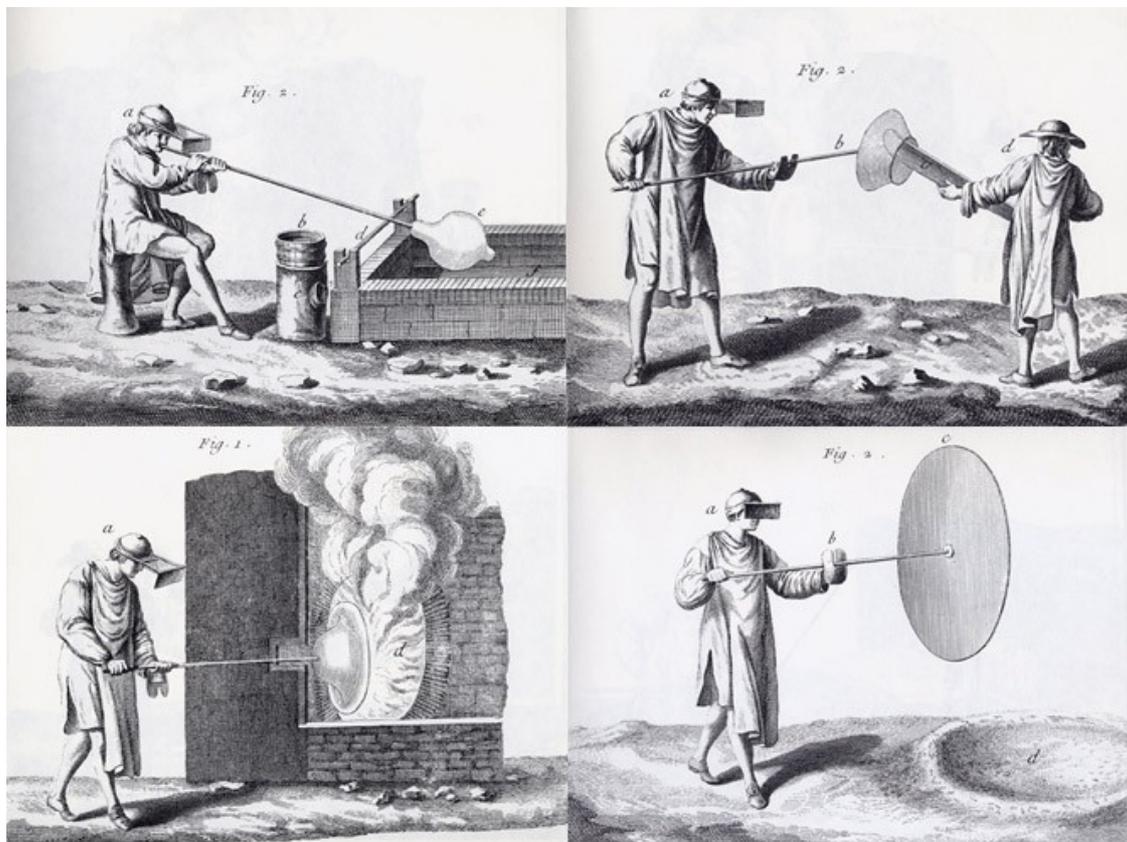


Figura 3.9.13: Proceso de la creación de vidrio mediante el método de corona normanda. Fuente: Enciclopedia Francesa D'Alembert y Diderot

El vidrio se define como un sólido amorfo con la estructura de un líquido, o en otras palabras, un líquido que ha sido enfriado a una velocidad demasiado rápida para formar cristales. Los componentes del vidrio suelen ser sílice (70-75%), obtenido de arenas, carbonato de sodio (10%), cal (10-15%) y otras sustancias (5%). La sílice es la sustancia vitrificante. El carbonato de sodio, o soda, es la sustancia fundente que facilita la fusión de la masa silíceo haciendo bajar el punto de fusión del sílice (1.700°C). El calcio se utiliza como estabilizante, sin ella el vidrio sería soluble en agua hirviendo por lo que no podría utilizarse para la gran mayoría de aplicaciones.

El vidrio era un material conocido desde tiempos prehistóricos y su nacimiento se localiza en la zona de Mesopotamia entre los ríos Tigris y Éufrates, lo que hoy en día comprendería desde Siria hasta el Golfo Pérsico [Fernández Navarro, 2003, p. 6]. En sus orígenes el vidrio tenía una función ornamental y trataba de imitar a piedras preciosas a las que llegó a superar en valor [Fernández Navarro, 2003, p. 8].

En el primer periodo medieval, la obra del obispo alemán Hrabanus Maurus (776-856) detallaba por primera vez la fabricación del vidrio por medio del soplado [Fernández Navarro, 2003, p. 24]. Posteriormente, los vidrieros fueron perfeccionando la técnica consiguiendo vidrios planos que podían ser utilizados en edificios. La popularización de las vidrieras en época medieval supuso una mayor demanda de vidrio plano lo que consiguió un gran impulso en su fabricación.

La fabricación de vidrio plano para ventanas y vidrieras se realizaba tradicionalmente mediante dos técnicas, la técnica de corona normanda (*crown glass*), y la de cilindro de vidrio soplado (*mouth blown cylinder*). Ambas técnicas se basaban en el soplado de la masa fundida de vidrio y conseguían vidrios de pequeño tamaño.

La técnica de corona normanda (Véase figura 3.9.13) era la técnica más antigua datándose por primera vez entre los siglos III y IV dC en la zona de Siria. Esta técnica fue introducida en Occidente durante la Edad Media, probablemente a través de las Cruzadas, y floreció especialmente en Francia en manos de los vidrieros normandos [Fernández Navarro, 2003, p. 26, 27]. La técnica de corona normanda consistía en soplar la masa fundida de vidrio para darle una forma inicial, posteriormente se hacía girar en un centrifugado consiguiendo un disco de vidrio de un espesor constante. Una vez enfriado se cortaba en paneles de pequeño tamaño. Estos paneles se unían con plomo para formar paneles de mayor tamaño. Durante la Edad Media, los normandos perfeccionaron la técnica consiguiendo tamaños de disco de entre 50 y 60 cm, mientras que las piezas utilizadas en Oriente raramente sobrepasaban los 15 cm [Fernández Navarro, 2003, p. 27]. El vidrio normando tenía un alto prestigio y fue por ello que este método alcanzó mayor difusión por toda Europa.

El método del cilindro de vidrio soplado (Véase figura 3.9.14) se encontraba perfectamente detallado en el libro *De diversis artibus* escrito en torno al año 1120 [Fernández Navarro, 2003, p. 25]. Éste método consistía en el soplado de la masa de vidrio fundida la cual quedaba suspendida en un foso provocando que se elongara y formara un forma de cilindro. Una vez realizado el cilindro y enfriado se volvía a calentar para desplegarlo formando un panel plano de vidrio. Hacia 1830 los cilindros que se producían eran aproximadamente de 180 cm de altura y 50 cm de diámetro, obteniendo vidrios que rara vez superaban los 1,5 m².

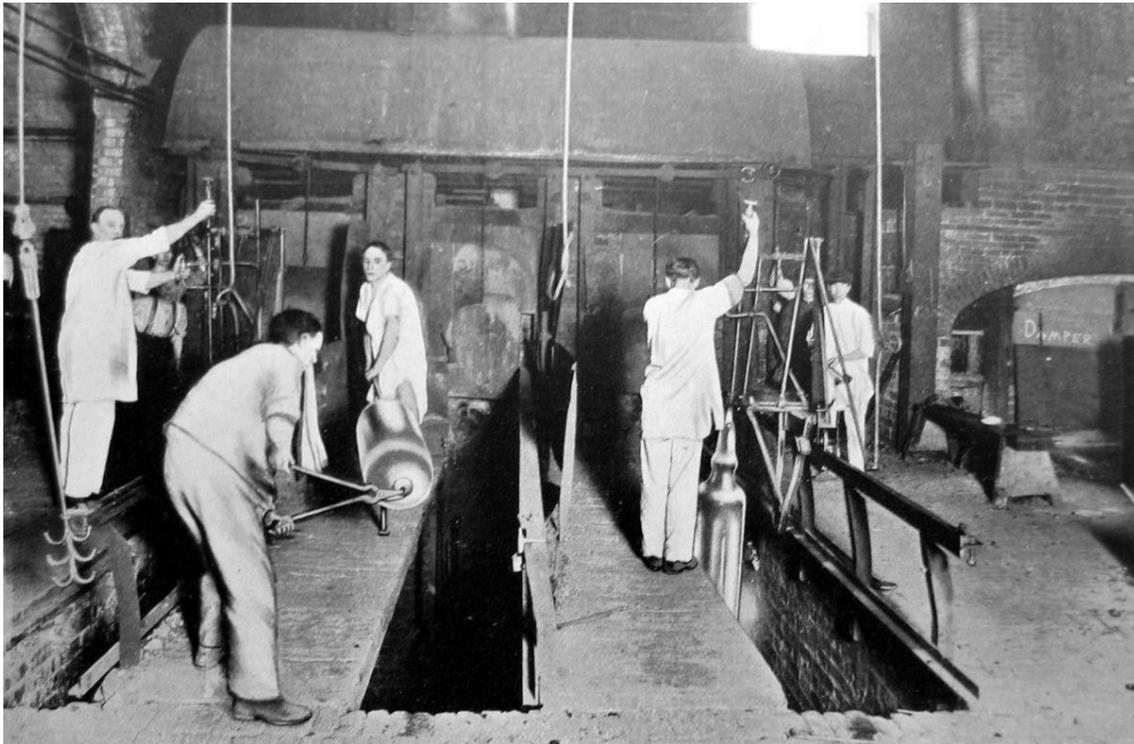


Figura 3.9.14: Fabricación de vidrio por el método de cilindro soplado, 1910. Fuente: Chance Brothers

Entre los siglos XVII y XVIII la fabricación de vidrio comenzó una etapa de afianzamiento y normalización. Hasta entonces, la fabricación del vidrio había sido escasamente publicada en tratados y cada fabricante guardaba con recelo sus recetas. La publicación del tratado *De arte vitraria* del florentino Antonio Neri en 1612 supone un punto de inflexión en la fabricación del vidrio. En su tratado Neri detallaba las técnicas de fabricación utilizadas por los maestros venecianos permitiendo un gran impulso para la ciencia y la tecnología del vidrio, así como la extensión de su fabricación. El tratado tuvo un gran éxito y antes de final de siglo se habían realizado catorce ediciones en distintos idiomas [Fernández Navarro, 2003, p. 38-39].

Otro factor importante para el impulso de la industria del vidrio en los siglos XVII y XVIII fue la utilización de carbón como combustible para los hornos de vidrio. El uso del carbón vino motivado a partir de 1611 por la prohibición de la reina de Inglaterra de la tala de árboles para combustible ante la necesidad de madera para los barcos de la armada inglesa [Fernández Navarro, 2003, p. 41 (2)]. El carbón permitía mayores temperaturas resultando en vidrios de mayor calidad por lo que no tardó en remplazar a la madera como combustible para su fabricación.

En Estados Unidos la fabricación del vidrio fue una de las primeras industrias que se establecieron. El primer taller de vidrio se estableció en 1609 en la localidad de Jamestown, Virginia. Posteriormente se abrieron fábricas en Nueva York, Pensilvania y Massachusetts [Fernández Navarro, 2003, p. 41]. Sin embargo, hasta principios del siglo XVIII la mayoría del vidrio se importaba de Inglaterra. En 1739 Caspar Wistar fundó la primera compa-

ña dedicada a realizar vidrio de manera industrial, la cual estaba situada al sur de Nueva Jersey.

En torno a 1820 en la zona de Pittsburgh, Pensilvania, se concentró la industria de la fabricación de vidrio en las cuales se fabricaban botellas, jarras, vidrios para ventanas, etc.

Durante el siglo XIX, gracias a los avances tecnológicos importados de Gran Bretaña, el vidrio plano fue cada vez más accesible para las clases modestas dejando de ser un artículo de lujo. Cabe destacar el papel de la firma británica Chance Brothers en la industrialización de la fabricación del vidrio. En 1832 la Chance Brothers contrató los servicios de Georges Bontemps para desarrollar un sistema de fabricación industrializado a partir de la técnica del cilindro soplado. Bontemps era francés y en ese momento era un prominente fabricante de vidrio en su país natal. Años después, en 1847, el británico James Harley trabajando conjuntamente con la Chance Brothers perfeccionó el método de laminación permitiendo tamaños de paneles más grandes. En 1851 el uso del vidrio como material de construcción quedó afianzado por el Crystal Palace de Londres.

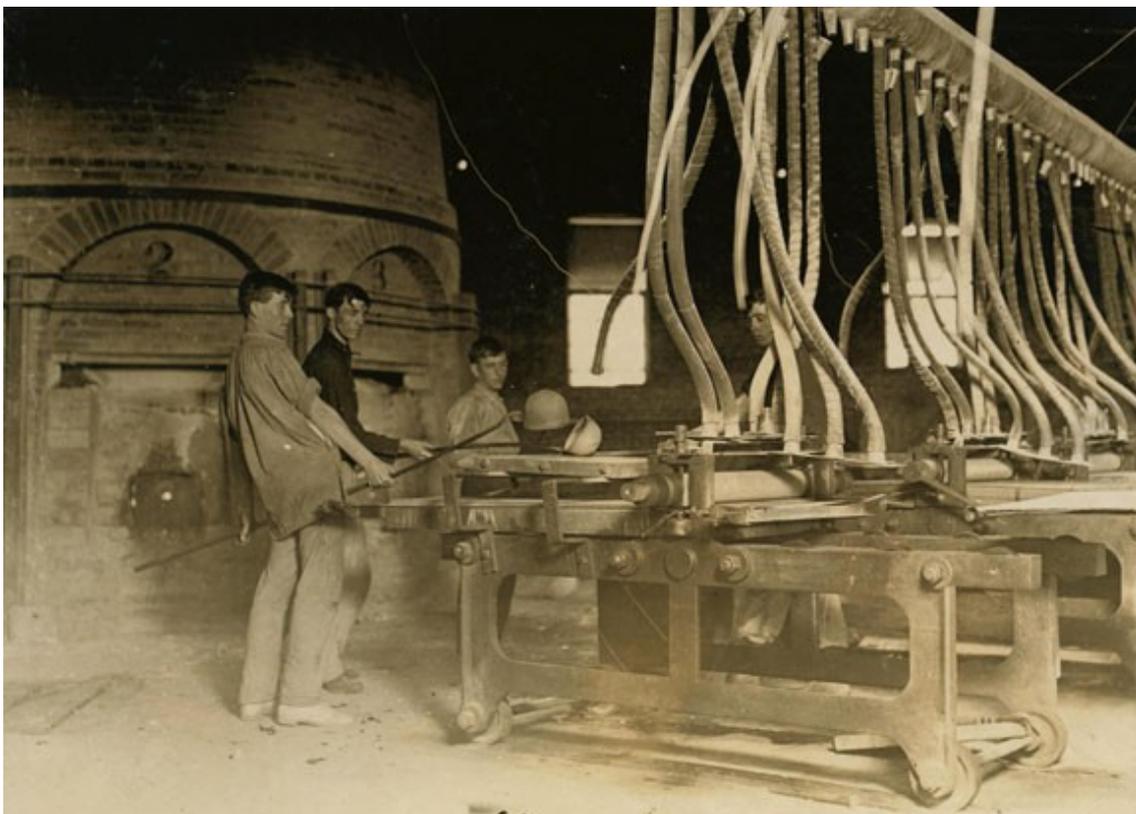


Figura 3.9.15: Fabricación de paneles de vidrio a principios del siglo XX en la fábrica Crescent Glass Works en Clarksburg, West Virginia. Autor: Lewis Hine, 1908. Fuente: Library of Congress LC-DIG-nclc-01181.

En Estados Unidos se importaron estas nuevas tecnologías prosperando la industria de la fabricación de vidrio plano para ventanas. Por ejemplo, en 1860 habían alrededor de 30 fábricas especializadas en vidrios para ventanas solamente en la localidad de Pittsburgh [Flannery, 2009, p.83].

A finales del siglo XIX, con la revolución industrial y el avance tecnológico de los altos hornos, se consiguió fabricar vidrio plano a gran escala. Los altos hornos permitían fundir lotes mayores y por lo tanto producir mayores cantidades de vidrio plano. A partir de 1901 surgieron una serie de avances en la fabricación del vidrio iniciados con la patente del belga Fourcault seguido por las invenciones de los norteamericanos Colburn en 1903 y Owens en 1915. Estas innovaciones permitieron un perfeccionamiento de los sistemas automáticos de fabricación, mejora de los materiales, nuevos tipos de vidrios y un avance cada vez mayor en el conocimiento de sus propiedades [Fernández Navarro, 2003, p. 43].

Todo apunta a que los vidrios utilizados para el edificio del Crystal Palace de Nueva York fueron realizados por la técnica del cilindro soplado por su tamaño y su espesor. Solamente una empresa fue suficiente para realizar los 15.000 paneles necesarios en menos de 10 meses. Por consiguiente, queda demostrado que la industria del vidrio en Estados Unidos en 1853 era una industria sólida y avanzada.

4. Estudio y análisis de la estructura a través de la ingeniería forense

4 Estudio y análisis estructural a través de la ingeniería forense

La estructura del edificio del Crystal Palace se sitúa en un momento importante en la historia de la evolución de las estructuras metálicas. En la fecha de su construcción, el diseño empírico, utilizado durante siglos, va dejando paso al diseño racional y matemático. A mediados del siglo XIX los británicos Hodgkinson y Fairbairn fueron los pioneros en la investigación con vigas y columnas con hierro de fundición y también con hierro forjado. Pese a que ninguno de ellos tenía una base académica, sus descubrimientos y tratados fueron ampliamente utilizados tanto en Europa como en los Estados Unidos. Las enseñanzas de ingeniero civil que se impartían a principios de 1850 en Estados Unidos eran escasas, tenían una duración corta, y estaban enfocadas a las construcciones civiles como puentes, acueductos, presas, etc. De hecho, muchos de los ingenieros del país eran europeos.

En la época de la construcción del edificio no había códigos técnicos, o información contrastada sobre cálculo de estructuras, resistencia de materiales o incluso parámetros básicos para su diseño. El hierro de fundición y el hierro forjado eran los materiales estructurales más punteros y todavía no se conocía con profundidad su comportamiento o resistencia. De hecho, hay constancia de que el edificio tuvo varios problemas estructurales que se solventaron in situ.

El objetivo del presente capítulo es contestar a la pregunta: ¿Estaba el diseño de la estructura basado en cálculos de ingeniería o se diseñó como una estructura empírica? Hay que tener en cuenta que las fórmulas y los valores admisibles de resistencia de materiales han ido variando a lo largo de los años por lo que es complicado encontrar una respuesta concisa. Por ejemplo, una columna de fundición podía estar bien diseñada bajo los códigos de 1860 y estar sobrecargada bajo los códigos de 1874.

Para aportar la mayor claridad posible sobre cuál era el estado ingenieril en Estados Unidos a mediados del siglo XIX y si el edificio se podría clasificar como “correctamente diseñado”, se ha realizado, por un lado, una investigación de la documentación técnica histórica relacionada con el edificio, sus materiales y sus elementos. Por otro lado, se ha realizado un análisis estructural de los elementos representativos utilizando las fórmulas y parámetros de diseño a lo largo de la historia.

4.1 Análisis formal de la estructura y su diseño

El edificio Crystal Palace de Nueva York construido entre 1852 y 1853 tenía una planta octogonal con dos plantas de gran altura en cuyo centro se levantaba una gran cúpula de 30 metros de diámetro. Fue el primer gran edificio en Estados Unidos construido con estructura metálica. El edificio fue concebido para replicar una estructura similar o superior a la del Crystal Palace de Londres de 1851. Las columnas y la mayoría de vigas eran de hierro de fundición, estas últimas con forma de celosía cuyas luces eran mayores que las de su homólogo londinense. Las vigas de mayor luz, hasta 12,4 m, y las costillas que conformaban la cúpula eran vigas de celosía realizadas con ángulos y pletinas de hierro forjado ensamblados mediante roblones. Los forjados se realizaron con una combinación de viguetas de madera y vigas invertidas de madera y hierro forjado (Véase Plano E-300). Las fachadas del edificio se realizaron con paneles de vidrio y paneles de fundición a modo de muro cortina⁹.



Figura 4.1.1: Vista interior del Crystal Palace. Publicado en [S/A, G. P. Putnam & Co., 1854]. Fuente: Rare Book Division, The New York Public Library. (1854). *New York Crystal Palace, interior view*

Dada la gran extensión de superficie que ocupaba el edificio comparando con la altura, las cargas de viento no jugaban un papel significativo en el diseño de los elementos estructurales. Además, se instalaron cruces de san Andrés (Figura 4.1.2) que absorbían la mayor parte de los empujes horizontales del viento, por lo que la estructura principal, vigas y columnas, quedaban afectadas mínimamente por el viento. Cabe destacar también que los nudos entre las vigas y las columnas tenían una cierta rigidez al estar anclados (Figura 4.6.6), por lo que serían capaces de resistir pequeños momentos. Al contar con cerca de

⁹ Para una descripción completa de la estructura y los planos del edificio en el Capítulo 3.

150 columnas y más de 200 vigas los esfuerzos derivados de la carga de viento en cada columna serían despreciables.

La cúpula central fue diseñada para no transmitir empujes horizontales al resto del edificio. Esto se consiguió a través de un anillo de tracción realizado de piezas de hierro de fundición en su arranque (Figura 4.1.3). Analizando los planos en planta, no aparecen contrafuertes u otros elementos que contrarrestaran los empujes de la cúpula, por lo que se puede afirmar que la estructura del edificio se limitaba a soportar solamente las cargas gravitatorias.

Hay constancia de fallos de diseño en la estructura. Uno de ellos fue que, según los arquitectos del edificio [Carstensen &

Gildemeister, 1854, p. 30], las vigas en celosía realizadas de hierro forjado mostraron “defectos” en el cordón inferior y en las diagonales después que se realizara una prueba de carga con 4 kN/m^2 , que se supone que fue la sobrecarga de uso utilizada. La solución adoptada para reforzar las vigas fue incluir tirantes que discurrían desde los montantes más cercanos a los extremos a la parte superior de las columnas de la primera planta, acortando de este modo las luces de la viga (Figura 4.6.11). Este sistema era muy impactante visualmente por lo que, a sugerencia de los arquitectos y el ingeniero asistente, Mr. Kroehl, se

instalaron en cuatro de las vigas un sistema refuerzo diferente, resuelto a modo de vigas invertidas. No se especifica cómo fue este sistema de refuerzo pero seguramente se realizara con tirantes en la parte inferior y anclados a los montantes extremos.

Para el diseño y construcción de la cúpula el ingeniero a cargo de la obra, Christian Edward Detmold, empleó dos meses para finalmente concluir que era imposible construirla, por lo que sugería realizarla en Inglaterra y que fuera enviada en barco [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 17]. Esto da buena muestra del estado del conocimiento ingenieril en Estados Unidos a mitad del siglo XIX. Lo habitual en esta época era que el diseño de elementos de fundición era realizado por las fundiciones, o iron works, en base al

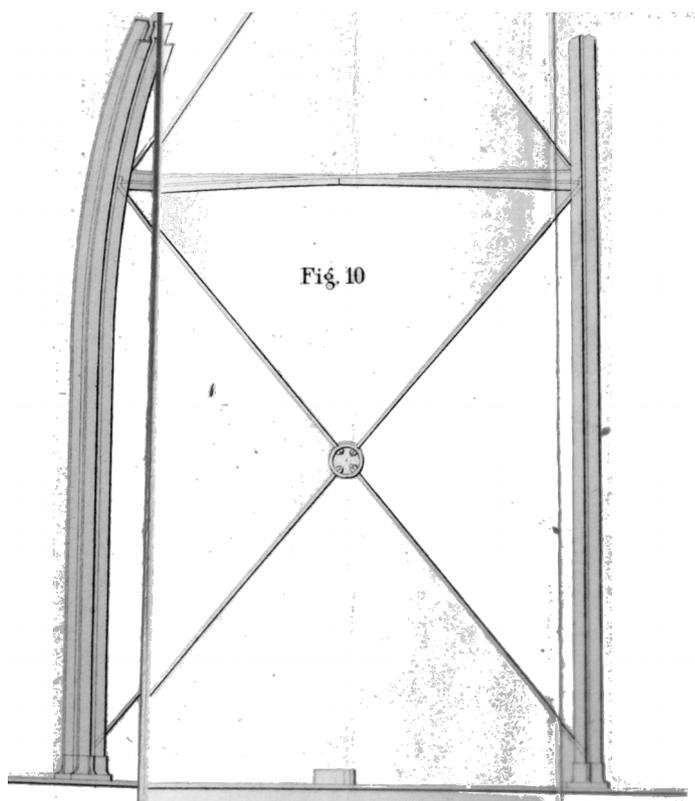


Figura 4.1.2: Detalle de la cruz de San Andrés utilizada en el edificio del Crystal Palace. Imagen extraída de [Carstensen & Gildemeister, 1854].

diseño de los arquitectos [Friedman & Pardo Redondo, 2012, pp. 1119-1126]. El diseño de los elementos estructurales que realizaban las fundiciones se basaba en su experiencia, o en las formulaciones empíricas disponibles, por lo que no había un proceso científico o matemático detrás. Generalmente, el buen hacer y la experiencia de las fundiciones solía estar en el lado de la seguridad por lo que los elementos sencillos, como columnas o vigas simples, no presentaban fallos. No obstante, cuando elementos estructurales más complejos entraban en juego, como vigas de celosía, vigas curvas, etc. podía dar lugar a fallos estructurales.

No existen cálculos de la estructura y no se sabe con ciencia cierta si hubo un ingeniero encargado de su diseño. La autoría del diseño estructural varía según la publicación pudiendo ser los arquitectos, los ingenieros que formaban parte del equipo asesor, o las propias fundiciones encargadas de fabricar la estructura. Solamente uno de los dos arquitectos, Charles Gildemeister, tenía formación como arquitecto propiamente dicha, aunque su experiencia era limitada. El ingeniero Julius Kroehl aparece referenciado en diversas ocasiones como el ingeniero asesor de los arquitectos, por lo que posiblemente fuera él el encargado de diseñar toda o parte de la estructura.

Gracias a los planos publicados por los arquitectos, se conoce con cierta precisión varios elementos estructurales. Por lo que es posible realizar un análisis estructural que sirva de punto de partida para situar los conocimientos de cálculo existentes en ese momento. Dado que el edificio ya no existe pero se ha obtenido un buen conocimiento de su estructura y los fallos que tuvo, se plantea un análisis estructural desde el punto de vista de la ingeniería forense. La ingeniería forense se define según la *American Society of Civil Engineers* (ASCE) como la aplicación de los principios de la ingeniería a la investigación de fallos u otros problemas estructurales. Estos fallos a los que se refiere no tienen por qué ser catastróficos, sino que también se incluyen partes de la estructura que no muestran un comportamiento adecuado¹⁰. Para realizar este análisis es fundamental conocer cómo se diseñó la estructura y, dado que no existen cálculos de la estructura, se hace necesario realizar una investigación de los documentos técnicos, bases de cálculo y códigos de la época, que se desarrolla en los siguientes capítulos.

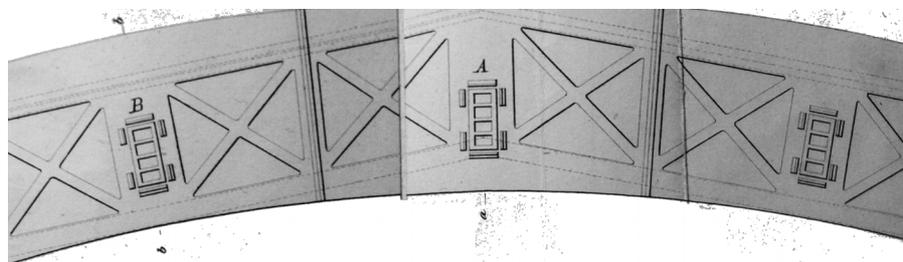


Figura 4.1.3: Vista en planta del anillo de tracción situado en el arranque de la cúpula para contrarrestar los empujes horizontales. Nótese las piezas de base, zapatas, de donde arrancaba cada costilla de la cúpula. Fuente: [Cartensen & Gildemeister, 1854]

¹⁰ Definición extraída de: <http://www.asce.org/forensic-engineering/forensic-engineering/>

4.2 Historia del diseño de estructuras en el siglo XIX

Para averiguar cuáles fueron los parámetros de diseño del Crystal Palace, como por ejemplo cuales eran los valores de resistencia del material en ese momento, o cuales eran los procedimientos para diseñar una viga o columna, se ha realizado una búsqueda de archivo y se han estudiado los textos que, por su cercanía en época, fueron los más influyentes para su diseño. Por otro lado, se ha investigado la normativa edilicia posterior para averiguar si los parámetros utilizados en la estructura del edificio habían sido adoptados o si habían sido modificados por no ser seguros o válidos. Los textos técnicos sobre estructura metálica más cercanos en el tiempo fueron los publicados por los ingenieros británicos William Fairbairn y Eaton Hodgkinson en torno a 1850. Los estudios de Fairbairn profundizaron en los estudios de vigas y columnas de hierro forjado, mientras que Hodgkinson profundizó en el estudio de los elementos de hierro de fundición. Ambos autores publicaron el resultado de sus experimentos en diferentes ensayos y fueron los pioneros en el campo de las estructuras metálicas en su época. Hodgkinson publicó los resultados de sus ensayos en 1842, añadiéndolos al libro de cabecera del ingeniero civil de la época en Reino Unido, el volumen de Thomas Tredgold “*Practical Essay on the Strength of Cast Iron and Other Metals*”, cuya primera edición fue publicada en 1822.

Thomas Tredgold (1788-1829) fue un ingeniero y escritor británico. Solamente recibió estudios básicos hasta los 14 años. Al dejar los estudios trabajó como aprendiz de carpintero. En 1813, tras haber extendido sus conocimientos en carpintería, se unió la oficina del arquitecto William Atkinson. A partir de aquí empezó su interés en los asuntos militares desarrollando modelos para los barcos de la armada británica y posteriormente investigando en el desarrollo de las máquinas de vapor [Shergold, 1982, pp. 41-43]. A él se deben varios ensayos técnicos e investigaciones que se convirtieron en manuales de ingenieros de la época. Cabe destacar su ensayo *Elementary Principles of Carpentry* (1820), al que seguiría



Figura 4.2.1: Sección del puente tubular del Britannia Bridge cuya forma y diseño fue asesorado por los ingenieros Fairbairn y Hodgkinson. Fuente: Wikimedia Commons

su ensayo sobre la resistencia del hierro de fundición y otros metales, visto anteriormente. Sus libros fueron utilizados ampliamente en Reino Unido durante la primera mitad del siglo XIX llegando a ser el libro de cabecera de la ingeniería de estructuras.

Sir William Fairbairn (1789-1874) fue un ingeniero civil escocés pionero en el diseño de puentes e investigador de estructuras de hierro. En torno a 1804, con 15 años, Fairbairn empezó a trabajar como aprendiz de mecánico de barcos en los astilleros de la región de Northumberland, Escocia, donde pronto destacó como mecánico. A los 22 años se mudó a Londres para trabajar como mecánico. Poco después se mudó a Manchester donde en 1817 abrió su propia fábrica de máquinas junto a James Lillie. En la década de 1820 empezaron sus experimentos con vigas metálicas de fundición y de hierro forjado. En 1828 contrató a Eaton Hodgkinson para desarrollar los experimentos en vigas. Alrededor de 1830 se le encargó una investigación para determinar las propiedades del hierro para el uso naval, lo cual tendría gran influencia en sus investigaciones posteriores [Fairbarin & Pole, 1877, pp. 71-111-133-181]. En 1846 fue contratado junto a Hodgkinson para asesorar en el diseño y construcción de varios puentes para ferrocarriles. Juntos desarrollaron un sistema de puentes tubulares para cubrir grandes luces y soportar grandes cargas. En los puentes tubulares que diseñaron la estructura estaba realizadas con pletinas de hierro forjado de varios espesores unidas mediante roblones y perfiles en “T” (Figura 4.1.2). En la factoría de Fairbairn construyeron uno de estos puentes a escala 1/6 para ensayarlo y confirmar su diseño. El primero en construirse fue el puente sobre el río Conwy construido entre 1846 y 1849 (Figura 4.2.2). Al mismo tiempo se construyó el puente de Britannia en la costa norte de Gales con el mismo sistema tubular (Figura 4.2.1). Ambos puentes cubrían luces de hasta 140 m.

Las publicaciones de Fairbairn fueron múltiples cubriendo varios aspectos ingenieriles. Para el presente estudio se ha investigado su libro *On the Application of Cast and Wrought Iron to Building Purposes*, que se publicó en 1854, y resumía los resultados de sus experimentos así como parámetros de diseño para estructuras metálicas. Este ensayo, si bien por su fecha llegaría un año después de la construcción del Crystal Palace, recogía los resultados de varios años de experimentos que fue publicando regularmente y también las bases de cálculo estructural del momento.

Eaton Hodgkinson (1789-1861) fue un ingeniero británico referente en el mundo del hierro de fundición por sus numerosos estudios y ensayos. Hijo de una familia de granjeros con pocos recursos económicos, su inteligencia fue descubierta a una edad temprana por John Dalton, un importante científico de Manchester. Dalton le enseñó a Hodgkinson matemáticas y le introdujo los trabajos de Euler, Lagrange y Bernoulli. En la década de 1820, Hodgkinson empezó sus investigaciones sobre vigas metálicas las cuales empezó a publicar en 1824. En 1830 escribió su ensayo sobre la forma más óptima para las vigas dando como resultado las formas en “T” de las vigas actuales. También descubrió que la forma más óptima de una viga de fundición debía ser asimétrica, teniendo en su zona de tracción aproximadamente seis veces más área que en su zona a compresión. Este estudio lo llevo a cabo con William Fairbairn, y sirvió para diseñar los puentes tubulares de Conwy y Britannia vistos anteriormente. En 1842 publicó los resultados de su estudio sobre pandeo de columnas de fundición y de hierro forjado, incluyendo fórmulas empíricas

para su diseño. Con este estudio Hodgkinson descubrió los tipos de fallo de las columnas: por fractura y por pandeo. Hodgkinson también fue profesor de ingeniería mecánica en el University College de Londres [Kurrer, 2008, p. 737].



Figura 4.2.2: The Conwy railway bridge. Puente the Conwy construido entre 1846 y 1849. William Fairbairn fue contratado como asesor de la estructura y ejecución del puente. Fuente: Mick kNapton at English Wikipedia

En Estados Unidos el libro que más relevancia tuvo en las estructuras metálicas, con anterioridad a las normativas edilicias, fue el libro de John C. Trautwine el *Civil Engineer's Pocketbook* publicado su primera edición en 1871. Este volumen, conocido como “la biblia del ingeniero”, fue traducido a varios idiomas y fue reeditado hasta bien entrado el siglo XX. Trautwine (1810-1883) fue un ingeniero civil nacido en Filadelfia. Empezó a estudiar ingeniería trabajando en la oficina de William Strickland, un arquitecto e ingeniero civil especializado en infraestructuras para ferrocarriles. A partir de 1831, a los 21 años, fue contratado como ingeniero civil por la compañía ferroviaria Columbia Railway y posteriormente, en 1836, por la compañía Hiawasee Railway. A partir de 1850 asesoró en la construcción de ferrocarriles y canales náuticos en países de Centroamérica como Honduras, Colombia y Panamá. Escribió varios libros técnicos que fueron ampliamente utilizados en su época. Trautwine se había formado como ingeniero con un enfoque más práctico que teórico. Por ello las formulas y aplicaciones en su libro eran sencillas y fáciles de aplicar, de ahí su éxito entre los ingenieros americanos, que solían tener poca formación teórica.

Frente a ingenieros teóricos de la época como William Rankine, Henry Moseley o Julius Weisback, Trautwine se definía como un ingeniero práctico y criticaba a los teóricos por la dificultad de sus publicaciones para los ingenieros [Trautwine, 1874, p. x]. Por ejemplo, en referencia a los procedimientos matemáticos de Rankine para el análisis de arcos, Trautwine decía que “es un ejemplo claro de cómo las cosas más simples pueden ser enterradas en montañas de *chorradas* matemáticas” [Engineering News, 1909, p. 194].

El “Engineer’s Pocketbook” de Trautwine tuvo gran relevancia en el ámbito de las estructuras de edificios en la ciudad de Nueva York, hasta el punto que fue copiado o referenciado en las normativas oficiales de finales del siglo XIX [Friedman & Pardo Redondo, 2012].

Para cubrir las grandes luces en los forjados del Crystal Palace las vigas del edificio fueron diseñadas como vigas de celosía, al igual que su homólogo londinense. Estas vigas eran de dos tipos, de hierro de fundición realizadas de una pieza, o de hierro forjado ensambladas mediante roblones. El mayor avance en el análisis y diseño de cerchas se desarrolló en la segunda mitad del siglo XIX y parte fue llevado a cabo en Estados Unidos. La necesidad de una gran cantidad de puentes a principios del siglo XIX, debido al desarrollo del ferrocarril, impulsó la utilización de cerchas y elementos de celosía en el país. Dado las grandes distancias y el coste económico, no era viable construir los puentes mediante piedra o elementos de fundición como se estaban realizando en Europa. En un principio, el material utilizado fue la madera, ya que era la solución más económica. El único problema era que el diseño de estos puentes requería de unos conocimientos ingenieriles que no eran, todavía, comunes en el país [Timoshenko, 1983, pp. 183-184]. Al mismo tiempo se diseñaron otros tipos de puentes como los puentes colgantes, diseñado por Finley en 1801, o también los puentes de fundición en forma de arco, el primero de ellos, el *Dunlap’s Creek Bridge*, construido en 1839 y diseñado por Richard Delafield [Guedes, 2010, p. 190].

El primer puente resuelto con cerchas de hierro se construyó en 1845 por el ingeniero Richard Boyse Osborne para salvar el río Schuylkill en Pensilvania. Osborne fue un ingeniero británico emigrado a Estados Unidos. Al puente de Osborne le siguieron varios puentes utilizando esta misma técnica. La construcción de estos puentes conseguiría impulsar y avanzar en el estudio del comportamiento de los elementos en celosía. Squire Whipple fue el primer ingeniero americano en publicar en 1847 un libro conteniendo información útil sobre el análisis de cerchas [Timoshenko, 1983, p.185]. Su análisis sobre el comportamiento de las cerchas se aproximaba al método de los nudos que aparecería posteriormente. Desafortunadamente, el libro de Whipple fue ignorado por los ingenieros durante años. De hecho, en 1849 y 1850 dos puentes de cerchas metálicas, ambos diseñados por Nathaniel Rider, ingeniero civil y pionero en el diseño y construcción de estos puentes, colapsaron causando una cierta desconfianza en este tipo de estructuras [Guedes, 2010, p. 246].

En 1850 el análisis de cerchas comenzó a desarrollarse gracias a las investigaciones de Dimitri Jourawski [Timoshenko, 1983, pp: 186-188]. Los estudios de Whipple y Jourawski establecieron el actual “Método de los nudos” para el análisis de cerchas a partir de un estado de equilibrio. A principios de la década de 1860 los ingenieros alemanes August Ritter y Johann Schwedler introdujeron el “Método de las secciones”, mientras que Maxwell, Taylor y Cremona desarrollaron el método gráfico de análisis de cerchas conocido como “Diagrama de Cremona”. [Timoshenko, 1983, p. 304].

4.3 El ingeniero civil en Estados Unidos en siglo XIX

La figura del ingeniero en Estados Unidos es definida por la confluencia de dos tradiciones ingenieriles, la francesa, creada a principios del siglo XVII al calor del ejército y un poderoso estado central, y la inglesa, nacida por el aprendizaje en campo con ingenieros más experimentados y enfocado al servicio civil más que al militar. De hecho, el nombre que define al mismo ingeniero es diferente en sus países originales, lo que es ingeniero de caminos y puentes (*ingénieur des ponts et chaussées*) en Francia, es ingeniero civil (*civil engineer*) en los países anglosajones. En Estados Unidos la aparición de un cuerpo de ingenieros no se llevó a cabo hasta principios del siglo XIX [Reynolds, 1991, p. 11] y en un principio tuvo un enfoque más cercano al estilo francés debido a que los ingenieros empleados por el ejército americano durante la Guerra de la Independencia Americana (1775-1783) fueron ingenieros franceses [Reynolds, 1991, p. 10]. Al no poseer Estados Unidos un gobierno fuerte centralizado después de la independencia, la profesión del ingeniero no tomó fuerza para establecerse en el terreno de la empresa privada como ya había sucedido en Francia. Las academias militares estadounidenses de principios del siglo XIX impartían clases de ingeniería, aunque no eran muy demandadas [Reynolds, 1991, p. 11]. Un claro ejemplo es que en 1816 no habían más de 30 ingenieros involucrados en proyectos civiles en todo Estados Unidos [Calhoun, 1960, p. 22].

Con la expansión hacia el oeste los ingenieros civiles empezaron a tener un papel más importante, ya que debían desarrollar todo un sistema de transporte y comunicación para conectar las principales zonas del país. El escaso y pobremente entrenado cuerpo de ingenieros tenía que ser suplementado por ingenieros extranjeros [Reynolds, 1991, pp. 12-13]. Como ejemplo el ingeniero británico William Weston trabajó en el diseño y la construcción de la primera obra americana de un canal, el Middlesex Canal terminado en 1803. Weston no figuraba entre los primeros ingenieros civiles de su país pero aun así, sus conocimientos ingenieriles eran mayores que cualquier ingeniero americano [Morrison, 1974, pp. 22-38].

La escasa tradición ingenieril no fue impedimento para que en 1801 James Finley diseñara y construyera el primer puente suspendido en Estados Unidos, el Jacob's Creek Bridge, en el estado de Pensilvania. Finley patentó este sistema de puentes colgados de los cuales

se construyeron varios en todo el país [Guedes, 2010, p. 189]. Cabe destacar que Finley era juez y no tenía formación académica como ingeniero.

Posteriormente la tradición inglesa empezó a establecerse en el país a raíz de la construcción del Canal Eire (1817-1825). Los tres ingenieros del proyecto, ninguno de los cuales tenía formación como ingeniero, no podían abarcar la supervisión del vasto trabajo y decidieron, con el consentimiento del estado de Nueva York, tomar aprendices para que se formaran como ingenieros durante el trabajo.

Entre 1820 y 1860 las academias militares, y principalmente la academia militar de West Point, se establecieron como los principales centros de enseñanza para ingenieros civiles, aunque éstos estaban al servicio del ejército. Poco a poco los ingenieros formados en las academias militares fueron contratados por el sector privado [Reynolds, 1991, pp. 16-19]. Como muestra, los dos ingenieros encargados de las obras del Crystal Palace, Mr. Dupont y Mr. Detmold, eran ambos ingenieros militares.



Figura 4.3.1: Dos ingenieros en la pasarela entre los tirantes durante la construcción del Brooklyn Bridge alrededor de 1870. Fuente: <http://www.engineersjournal.ie/2015/04/21/brooklyn-bridge-construction/>

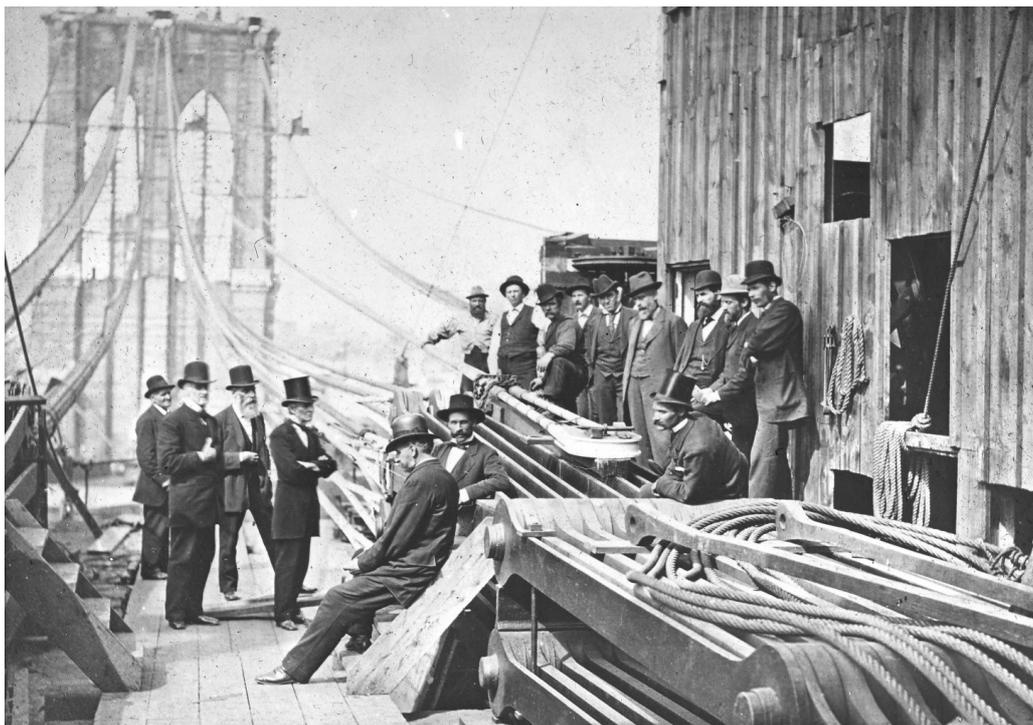
En torno a 1835 las universidades privadas empezaron a tener cursos de ingeniería civil donde, en algunos casos, el título de ingeniero civil era expedido tras cumplir un año de estudios [Calhoun, 1960, p. 45]. A partir de 1850, los grados en ingeniería civil empezaron a establecerse en las universidades importantes del país como Michigan, Harvard o

Yale. No obstante, en 1860 solamente media docena de universidades habían tenido algo de éxito impartiendo estas enseñanzas.

Hasta 1860 el número de ingenieros era muy bajo además de estar distribuidos por el vasto territorio americano. Además, las infraestructuras de comunicación eran primitivas, por lo que complicaba crear una institución de ingenieros sólida capaz de aunar a los ingenieros civiles del país. No es hasta 1867 cuando se creó la *American Society of Civil Engineers* (ASCE) que todavía perdura [Reynolds, 1991, pp. 23-24].

La escasa influencia del ingeniero civil de principios del siglo XIX no fue impedimento para que a finales de ese mismo siglo el ingeniero civil tuviera un rol importante en el desarrollo del país y de la sociedad americana. Los grandes proyectos civiles de finales de siglo, como el puente de Brooklyn (1869-1883), o los rascacielos construidos en Nueva York y Chicago, potenciaron el papel del ingeniero en la sociedad americana, pasando de tener unas pocas decenas de ingenieros a mitad de siglo a tener 40.000 ingenieros a finales de siglo XIX.

La enorme industrialización que sufrió Estados Unidos a finales de siglo consiguió que la figura del ingeniero fuera afianzada en las universidades. A partir de entonces, el modelo francés, de base teórica, reemplazó al modelo británico con mayor carga práctica. Este cambio también vino influenciado porque el modelo británico necesitaba de más años de aprendizaje junto a otros ingenieros y el mercado demandaba ingenieros con mayor rapidez. Por lo tanto, el sistema del ingeniero civil en Estados Unidos quedó establecido en base al modelo francés acompañado de una fuerte influencia práctica derivada del sistema británico. Más entrado en el siglo XX, los estudios del ingeniero civil también añadieron la tendencia investigadora importada de las universidades politecnicas alemanas [Reynolds, 1991, pp. 21-23].



CapFigura 4.3.2: Fotografía de la construcción del Brooklyn Bridge alrededor de 1870. Fuente: 149
<http://www.engineersjournal.ie/2015/04/21/brooklyn-bridge-construction/>

4.4 Estudio de las cargas y sobrecargas

Todo apunta a que la sobrecarga de uso utilizada en los forjados del edificio del Crystal Palace fue 4 kN/m^2 , que es la carga con la que se realizó las pruebas de carga. El código edificatorio más cercano en tiempo fue el código de la ciudad de Nueva York de 1860. En éste no se define claramente las sobrecargas de uso a utilizar, sino que para todos los edificios que tengan “columnas y vigas” se debía aplicar una sobrecarga de uso de 14 kN/m^2 [Laws of New York, 1860, pp. 909-910]. Esta sobrecarga es excesiva bajo los estándares actuales, y según la experiencia del autor en edificios históricos de Nueva York, esta sobrecarga no se aplicaba de manera general. Es posible que la sobrecarga fuera una sobrecarga mayorada aunque se desconoce qué coeficiente de mayoración se pudiera haber utilizado.

Avanzando en el tiempo, uno de los códigos de referencia que aparece es el de William Burr sobre diseño de puentes. En éste Burr estableció varias sobrecargas de uso definiendo una sobrecarga de 4 kN/m^2 para “la mayor carga para espacios con gente” [Burr, 1888, p. 19]. Esta sobrecarga es la misma que la utilizada en el Crystal Palace para la prueba de carga en los forjados.

En la actualidad, según las ordenanzas de la ciudad de Nueva York, los espacios diseñados para albergar a gran cantidad de gente, o sea accesibles al público, se deben diseñar con una sobrecarga de uso de $4,8 \text{ kN/m}^2$ [NYC Building Code, 2014, p. 362]. Esta carga tiene en cuenta una gran aglomeración de gente y ha sido estudiada cuidadosamente. Por lo tanto, la sobrecarga de diseño de 4 kN/m^2 utilizada en el edificio está cerca de los estándares actuales



Figura 4.4.1: Imagen interior del Crystal Palace el día de su inauguración (14/07/1853). Fuente: Art and Picture Collection, The New York Public Library. (1853-07). Inauguration ceremonies of the Crystal Palace -- view under the grand dome. Retrieved from <http://digitalcollections.nypl.org/items/510d47e0-ccb9-a3d9-e040-e00a18064a99>

Los forjados de la planta primera o planta de galerías, que se soportaban mediante las vigas metálicas, recibían la sobrecarga de uso. Gran parte de la superficie de la planta estaba ocupada por los expositores dejando pasillos para la circulación de la gente. Por tanto, durante la mayor parte del tiempo que estuvo abierta la exposición no parece que la sobrecarga de diseño (4 kN/m^2), pensada para aglomeraciones, se alcanzara. No obstante, según las imágenes históricas publicadas en periódicos de la época el día de la inauguración y otros días importantes el edificio estuvo completamente lleno de gente (Figura 4.4.1 y Figura 4.4.2).

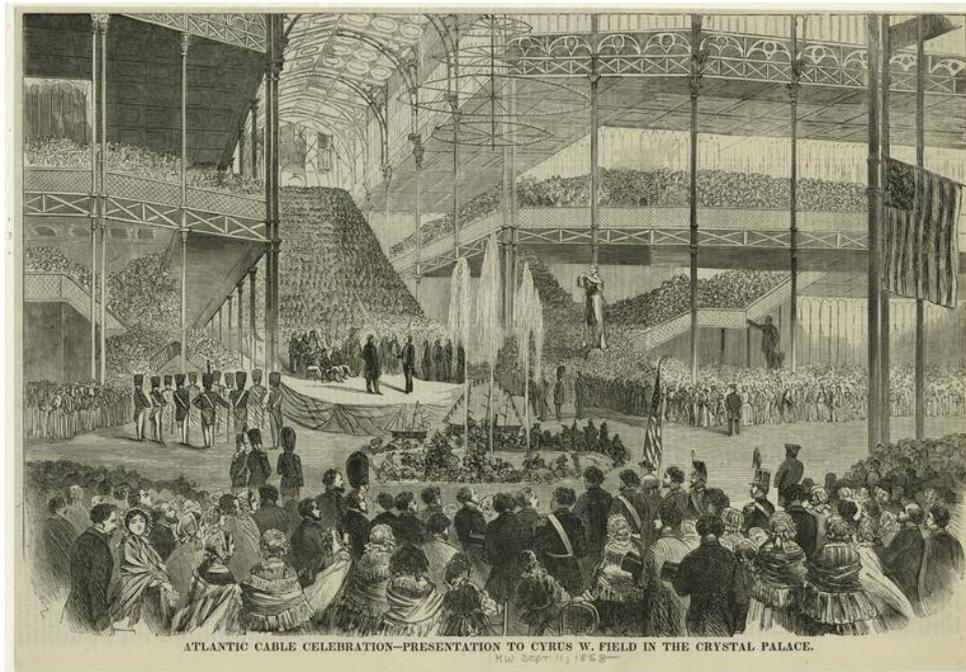


Figura 4.4.2: Día de la celebración del primer cable atlántico celebrado en el Crystal Palace (11/09/1858). Fuente: Art and Picture Collection, The New York Public Library. (1858-09-11). Atlantic Cable celebration--presentation to Cyrus W. Field in the Crystal Palace. Retrieved from <http://digitalcollections.nypl.org/items/510d47e0-cca6-a3d9-e040-e00a18064a99>

Para determinar la sobrecarga de cubierta que se utilizó la primera referencia encontrada es la recogida en el libro publicado por William H. Birkmire en 1892¹¹. Birkmire fue un arquitecto e ingeniero que empezó a trabajar para la fundición Jackson Iron Works¹² construyendo uno de los primeros rascacielos de la ciudad, el Tower Building (1889). Birkmire fue uno de los ingenieros pioneros en la construcción metálica y publicó varios libros sobre estructuras, donde especificaba tanto las cargas a utilizar como los parámetros de diseño. Durante la construcción del Tower Building Birkmire fue objeto de una dura crítica por los ingenieros del consejo de la ciudad que argumentaban que el edificio no era seguro y se desplomaría [Pardo Redondo & de Miguel Alcala, 2015]. El tiempo ha dado la razón a Birkmire aunque la historia ha dado la autoría de la estructura al arquitecto del edificio, Bradford Lee Gilbert.

11 Esta publicación es su segunda edición por lo que la primera dataría de pocos años antes.

12 Los Jackson Iron Works también trabajaron en la construcción del *Crystal Palace*.

Birkmire especificaba una sobrecarga de $2,5 \text{ kN/m}^2$ para la sobrecarga de cubierta [Birkmire, 1894, p. 64]. Las normativas sucesivas han dictado cargas similares como se comprueba en las ordenanzas de 1901, 1922 y 1942. La normativa actual de la ciudad establece una carga de nieve más ajustada basándose en valores históricos, siendo para una pendiente de menos de veinte grados de alrededor de $1,1 \text{ kN/m}^2$ [NYC Building Code, 2014].

La sobrecarga de viento en edificios en la época del Crystal Palace no estaba normalizada ni se había estudiado todavía en profundidad. De hecho, las críticas a Birkmire vistas anteriormente por el Tower Building eran originadas por la carga de viento aplicable a la estructura, ya que no había un consenso en las cargas a aplicar [Friedman & Pardo Redondo, 2012]. Se desconoce la carga de viento que se tomó para el diseño del Crystal Palace, aunque seguramente no se tomó ninguna. Esta afirmación se argumenta dado que todavía en el código de la ciudad de 1922 la carga de viento solo se aplicaba para edificios de altura superior a 45 m y con una relación altura-anchura mayor que cuatro [NYC Building Code, 1922, p. 62]. La única parte del edificio del Crystal Palace que sobrepasaba los 45 m de altura era la cúpula central, aunque la relación altura-anchura del edificio era inferior a 1. Hay constancia de que se utilizaron cruces de San Andrés la zona de bajo de la cúpula (Figura 4.1.2), aunque no se sabe con certeza que parámetros se consideraron para su diseño.

La ciudad Nueva York no está situada en una zona de riesgo sísmico, por lo que los terremotos nunca han sido una preocupación para el diseño de los edificios antiguos. De hecho, los esfuerzos sísmicos empezaron a ser considerados obligatoriamente en el diseño de edificios solo a partir de 1995 [NYC Emergency Management, 2014, p. 137]. Esto implica que todos los edificios históricos de la ciudad no fueron diseñados para resistir esfuerzos sísmicos y que por lo tanto el edificio del Crystal Palace tampoco fue diseñado para resistirlos.

La carga muerta utilizada en el análisis ha sido el peso de los forjados y los demás elementos estructurales, ya que no existían particiones ni acabados. Los forjados estaban formados por viguetas de madera de 6,3 cm por 17,8 cm espaciadas 68 cm, y dos vigas en cada cuadrante con una escuadría de 7,6 cm por 25,4 cm, con un suelo de paneles de madera machihembrada de 3,2 cm de espesor. Las viguetas y vigas eran de madera de pino blanco y la madera del suelo era de pino amarillo [Cartensen & Gildemeister, 1854, pp. 33-34]. Para la madera de pino blanco se ha establecido una densidad de 410 kg/m^3 y para el pino amarillo una densidad de 698 kg/m^3 [NDS, 2015]. Las vigas y viguetas de las cubiertas estaban realizadas con pequeños perfiles metálicos cubiertos con paneles de madera y rematados con chapa de estaño de poco espesor.

4.5 Estudio de las publicaciones técnicas y las normativas edificaciones

A continuación, se hace un resumen de la investigación realizada sobre las publicaciones y libros técnicos de referencia sobre estructuras metálicas en torno al periodo del Crystal Palace (1853). También se han investigado las ordenanzas de la ciudad de Nueva York, las cuales eran pioneras en Estados Unidos en relación a tecnología edificatoria. Las normativas estudiadas en el presente trabajo abarcan desde la primera ordenanza de la ciudad en 1860 hasta la ordenanza de 1916, que fue la última que recogió el hierro de fundición como elemento estructural.

El objetivo del estudio de los textos y códigos ha sido extraer cuatro parámetros fundamentales para el diseño y análisis de la estructura. Estos parámetros no estaban siempre definidos y, como se mostrará a continuación, sus valores han ido variando a lo largo de la historia. Estos cuatro parámetros son:

- Propiedades mecánicas del hierro (de fundición y forjado).
- Fórmulas utilizadas para columnas y vigas metálicas.
- Coeficientes de seguridad.
- Sobrecargas.

4.5.1 “*Practical Essay on the Strength of Cast Iron and Other Metals*”. Hodgkinson, E. y Tredgold, T. 1842

Propiedades del hierro de fundición:

La tensión última a compresión del hierro de fundición la estableció Hodgkinson entre 551 a 896 N/mm² [Tredgold & Hodgkinson, 1842, pp. 324-326]:

$$F_{C_{uCI}} = 551 \leq x \leq 896 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:1

Dónde: $F_{C_{uCI}}$ = Tensión última a compresión del hierro de fundición (cast iron).

La tensión última a tracción de los elementos de fundición la determinó Hodgkinson haciendo una media entre todos los ensayos [Tredgold & Hodgkinson, 1842, p. 314]:

$$F_{t_{uCI}} = 113 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:2

Dónde: $F_{t_{uCI}}$ = Tensión última a tracción del hierro de fundición

Fórmulas: En la publicación de los experimentos de Hodgkinson se estableció la siguiente fórmula para determinar la carga última de las columnas circulares huecas de fundición

con finales planos y arriostrados, con una relación altura – anchura mayor de 25 [Tredgold & Hodgkinson, 1842, p. 334]:

$$N_{uCl} = 44.3 \times \frac{D^{3.6} - d^{3.6}}{l^{1.7}}$$

Fórmula 4:3

Dónde: D = Diámetro exterior de la columna, en pulgadas.

d = diámetro interior de la columna, en pulgadas.

l = longitud de la columna, en pies.

N_{uCl} = Fuerza última a compresión de la columna de fundición en toneladas, “long tons”¹³

Hodgkinson, con la colaboración de Fairbairn, estableció dos fórmulas para el cálculo de las vigas de fundición. La primera fórmula solamente era válida para vigas en forma de I donde su ala inferior es tiene aproximadamente 6 veces más área que el ala superior. La segunda fórmula, alternativa a la primera, englobaba cualquier tipo de viga [Tredgold & Hodgkinson, 1842, p. 450]. Esta última fórmula era:

$$W_{uCl} = \frac{2}{3 \times d \times l} \times (b \times d^3 - (b - b') \times d'^3)$$

Fórmula 4:4

Dónde: W_{uCl} = la carga última (concentrada a mitad de vano) en “long tons”.

l = longitud de la viga en pies¹⁴

d = distancia A-C en pulgadas.

d' = distancia A-B en pulgadas.

b = distancia D-E en pulgadas.

b' = distancia F-G en pulgadas.

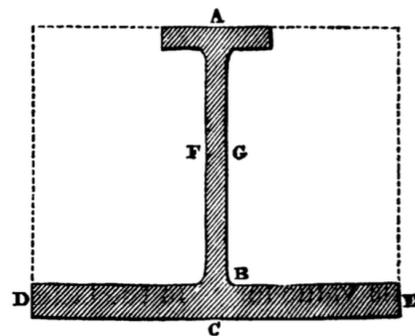


Figura 4.5.1: Viga de fundición tipo para Fórmula 4:4.

Coeficientes de seguridad:

No se han encontrado coeficientes de seguridad aplicables en la publicación de Hodgkinson.

¹³ 1 long ton = 2240 libras = 1016 kg = 9,96 kN

¹⁴ 1 pie = 0,3048 m

4.5.2 “On the Application of Cast and Wrought Iron to Building Purposes”. Fairbairn, W. 1854

En este ensayo Fairbairn investigó el comportamiento tanto de las vigas de fundición en forma de “I” como de vigas compuestas de fundición con barras de tracción de hierro forjado. En un apartado aparte trató las vigas de celosía de hierro forjado ensambladas mediante roblones, que aparecen como novedad en el Crystal Palace de Nueva York en los forjados.

Propiedades del hierro de fundición:

De los ensayos que realizó Fairbairn [Fairbairn, 1857-58, pp. 78-79], se desprende una tensión última a compresión de:

$$F_{c_{uCI}} = 386 \leq x \leq 1089 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:5

Mediante los ensayos a tracción de probetas de fundición [Fairbairn, 1857-58, p. 31] Fairbairn estableció una tensión última a tracción de:

$$F_{t_{uCI}} = 115 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:6

Propiedades del hierro forjado:

Mediante sus ensayos [Fairbairn, 1857-58, p. 31 (b)], Fairbairn estableció una tensión máxima a tracción para el hierro forjado de:

$$F_{t_{uWI}} = 347 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:7

Fórmulas: Para el cálculo de las vigas de fundición y de hierro forjado tanto Fairbairn

como Hodgkinson utilizaron el mismo tipo de fórmula: $W = \frac{A \times d \times c}{l}$, donde W era la carga última de la viga, A era el área de la sección de la viga, d la altura de la viga, c era una constante obtenida mediante ensayos y l la luz de la viga. Estas fórmulas, que en un principio fueron válidas para vigas sólidas en forma de “I”, fueron adaptadas por Fairbairn también a vigas de celosía después que le encargaran analizar las vigas de celosía del Crystal Palace de 1853 de Dublín (Figura 4.5.2). Las vigas de este edificio se resolvieron con vigas en celosía similares a las encontradas en el Crystal Palace de Nueva York, aunque las de Dublín tenían longitudes menores (Dublín 7,3 m; Nueva York 12,4 m). Tras ensayar las vigas Fairbairn determinó que las vigas pueden ser calculadas como una viga en forma de “I” “imperfecta”, y que se podía aplicar la misma fórmula pero variando la constante c

y solamente considerando el área del cordón inferior de la viga [Fairbairn, 1857-58, p. 24]. Por lo que la fórmula obtenida fue:

$$W_{uWI} = \frac{44 \times a \times d}{l}$$

Fórmula 4:8

Dónde: W_{uWI} = Carga concentrada última aplicada a mitad de vano para una viga de fundición en celosía en “long tons”.

a = área de la sección del cordón inferior en pulgadas cuadradas (square inches)

d = altura de la viga en pulgadas.

l = luz de la viga en pulgadas.

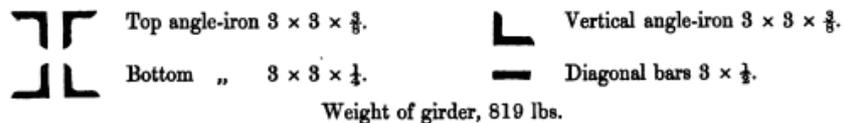
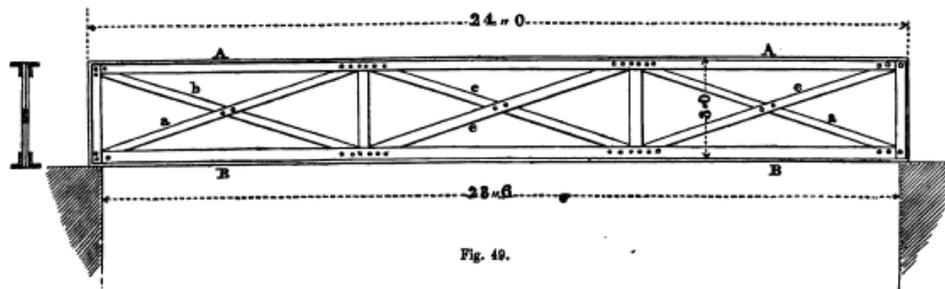


Figura 4.5.2: Viga de celosía de hierro forjado del Crystal Palace de Dublin de 1853. Las vigas fueron testeadas por Fairbairn para determinar la carga de rotura. Fuente: [Fairbairn, 1857-58]

Coefficientes de seguridad: En los ensayos para determinar la deformación en las vigas Fairbairn aplicó una carga de dos tercios de la carga última [Fairbairn, 1857-58, pp. 31, 33]. Por lo que todo apunta a que este sería el coeficiente de seguridad utilizado en las vigas de hierro forjado.

$$\phi = 2/3$$

Fórmula 4:9

4.5.3 “Session Laws of New York”. 1860

En 1860 se publicó en Nueva York la primera ordenanza de envergadura relacionada con los edificios. Esta normativa se incluyó dentro de las denominadas “Leyes de Nueva York”. Si bien no se trataba de una ordenanza técnica al uso, sí que establecía conceptos básicos como sobrecargas de uso, espesores mínimos y coeficientes de seguridad para las estructuras de los edificios.

Propiedades de los materiales: El código no establecía los valores de tensión admisibles o máximos para el hierro de fundición ni para el hierro forjado.

Fórmulas: Para el cálculo de columnas el código no aportaba ninguna fórmula, sino que se limitaba a referir a las publicaciones de Hodgkinson aplicando un coeficiente de mayoración de 6 [Laws of New York, 1860, p. 917].

Sobrecargas de uso: El código establecía una sobrecarga de uso de 12 kN/m² a aplicar en las vigas y las columnas de todos los edificios [Laws of New York, 1860, p. 910].

Coefficientes de seguridad: El código establecía un coeficiente de mayoración de las cargas de 6 para las columnas de fundición [Laws of New York, 1860, p. 906].

$$\gamma_{colCI} = 6$$

Fórmula 4:10

Para las vigas de hierro forjado establecía un coeficiente de mayoración de cargas de 3 [Laws of New York, 1860, p. 918].

$$\gamma_{vigWI} = 3$$

Fórmula 4:11

4.5.4 “The civil engineer’s pocket-book, of mensuration, trigonometry, surveying, hydraulics, etc.” Trautwine, J. C. 1874

El libro de bolsillo del ingeniero Trautwine, publicado en 1874, era un vasto manual de más de 600 páginas con simples fórmulas y tablas pensado para abarcar todos los aspectos de la ingeniería civil. Estaba pensado para ser utilizado por la gran mayoría de personas con nociones ingenieriles. Cubría aspectos de trigonometría, aritmética, geometría, cálculo de excavaciones, diseño de estructura, diseño de presas, etc. A la vez que aportaba datos de resistencia de materiales, sobrecargas de uso o incluso cargas de viento. Como se ha visto anteriormente Trautwine no era un teórico, por lo que gran parte de las fórmulas y valores que recogían sus publicaciones eran obtenidas mediante procedimientos empíricos o por su propia experiencia.

Propiedades del hierro de fundición: Los valores de Trautwine para la tensión última a compresión de los elementos de fundición [Trautwine, 1874, p. 176 (2)] eran casi idénticos a los valores establecidos por Hodgkinson.

$$F_{c_{uCI}} = 586 \leq x \leq 861 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:12

Para la tensión última a tracción del hierro de fundición común [Trautwine, 1874, p. 178] estableció la siguiente tensión la cual es ligeramente inferior a la definida por Fairbairn (Fórmula 4:6), en torno a un 15%.

$$F_{t_{uCI}} = 100 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:13

Propiedades del hierro forjado: Para los elementos de hierro forjado la tensión última a compresión establecidas por Trautwine fue [Trautwine, 1874, p. 176 (3)]:

$$F_{c_{uWI}} = 262 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:14

La tensión de tracción última para el hierro forjado la estableció Trautwine en 309 N/mm² [Trautwine, 1874, p. 178 (b)], que es en torno a un 10% menos que la establecida por Fairbairn (Fórmula 4:7).

$$F_{t_{uWI}} = 309 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:15

Fórmulas: Para el diseño de las columnas de fundición huecas Trautwine hacía referencia a las fórmulas de Hodgkinson y también de Lewis Gordon. Trautwine decía que el conocimiento de la resistencia de columnas todavía era “imperfecto” y prefirió adoptar las fórmulas de Gordon al ser más conservadoras. [Trautwine, 1874, p. 221]. Lewis Gordon (1815-1876) fue un ingeniero de formación, contemporáneo de Hodgkinson y Fairbairn, que estudió en Alemania y fue profesor de ingeniería civil en la universidad de Glasgow.

Para establecer la carga última de las columnas de fundición estableció la siguiente fórmula. Ésta era válida para columnas cuyo espesor no debía superar 1/8 del diámetro exterior de la columna, a su vez la columna debía estar firmemente arriostrada en sus extremos. Ambas condiciones las cumplían las columnas del edificio.

$$N_{uCI} = \frac{A \times 80000}{1 + \left(\frac{l^2}{D^2} \times \frac{1}{400} \right)}$$

Fórmula 4:16

Dónde: N_{uCI} = Última carga axial a compresión en la columna, en libras.

A = Área de la sección de la columna en pulgadas cuadradas.

l = longitud de la columna en pulgadas.

D = Diámetro exterior de la columna en pulgadas

Para el cálculo de las vigas de fundición Trautwine se refirió a las fórmulas de Hodgkinson aunque las modificó ligeramente con nuevos coeficientes [Trautwine, 1874, p. 208]. Para el cálculo de las vigas de hierro forjado estableció varias fórmulas dependiendo de la sección de la viga, ya sea en “I”, cuadrada, circular, etc. y se basó en la fórmula

$W = \frac{A \times d^2}{l}$, donde W era la carga última que puede soportar la viga, A el área de la sección de la viga, d era la altura de la viga y l era la luz de la viga. A esta fórmula básica le aplicaba posteriormente coeficientes dependiendo del material y la sección de la viga [Trautwine, 1874, pp. 183-184].

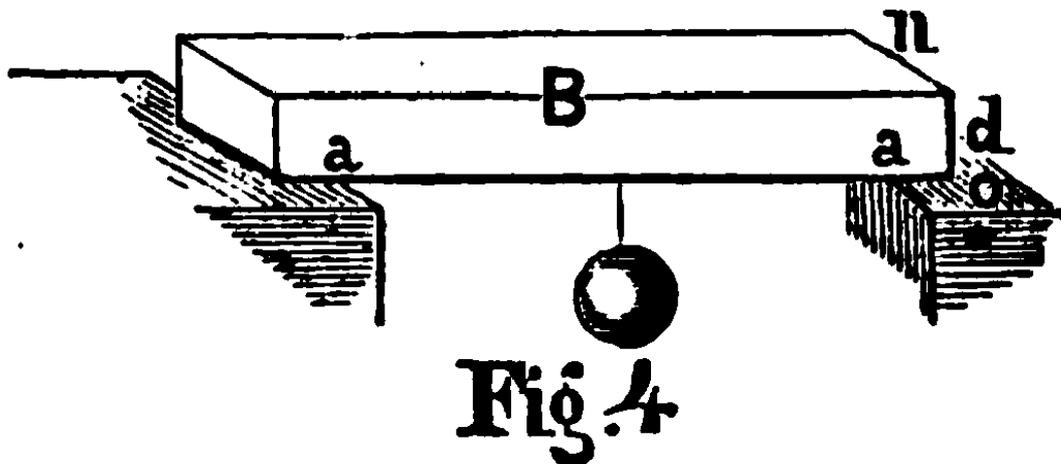


Figura 4.5.3: Figura extraída de [Trautwine, 1874] donde se representa la carga última de una viga a modo de carga concentrada en la mitad de la luz de la viga.

Sobrecargas de uso:

La sobrecarga para “uso normal” de gente la estableció Trautwine en 3,83 kN/m². También estableció una sobrecarga de uso para aglomeraciones de gente de 4,8 kN/m² [Trautwine, 1874, p. 297]

La sobrecarga de nieve en cubiertas fue establecida por Trautwine en $0,95 \text{ kN/m}^2$ [Trautwine, 1874, p. 301].

$$L_{normal} = 3,8 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:17

$$L_{aglomeraciones} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:18

$$S = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:19

Dónde: L_{normal} = Sobrecarga de uso normal en espacios con gente.

$L_{aglomeraciones}$ = Sobrecarga de uso para espacios sujetos a aglomeraciones de gente.

S = Sobrecarga de nieve en cubiertas.

Coeficientes de seguridad: No se han encontrado coeficientes de mayoración o de seguridad aplicables para el presente caso en el libro de Trautwine. Se entiende que las constantes que incluyó en las fórmulas de diseño, y que dependían del tipo de material y sección, ya incluían coeficientes de seguridad.

4.5.5 “Laws Relating to Buildings in The City of New York”. 1887

La ordenanza de la ciudad de Nueva York de 1887 fue redactada por una generación de ingenieros y constructores de Nueva York experimentados en el uso del hierro de fundición estructural [Friedman & Pardo Redondo, 2012].

Propiedades del hierro de fundición y el hierro forjado: En la ordenanza no se establecían valores últimos o admisibles para los diferentes tipos de hierro. En esa época, 1887, cada fundición tenía su catálogo donde definían las tensiones admisibles del hierro.

Así pues, para el hierro de fundición su capacidad podía variar en torno a un 100% dependiendo de su calidad, variando entre 103 a 206 N/mm² para su tensión última a tracción [Johnson, "Proper tests for cast iron", 1889, p. 258].

$$Ft_{uCl} = 103 \leq x \leq 206 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:20

Para el caso del hierro forjado hay bastante unanimidad en sus tensiones admisibles. Por lo tanto, según los datos de las principales fundiciones del país, la tensión a flexión admisible para el hierro forjado era de entre 68 a 83 N/mm² [Ferris, 1953, p. 5]. Nótese que en este caso ya se comienza a hablar en términos de tensiones admisibles y no de tensiones últimas.

$$Fb_{wl} = 68 \leq x \leq 83 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:21

Fórmulas: Para el cálculo de las columnas el código remitía al libro de bolsillo de Trautwine u otros autores de la academia militar de West Point [NYC Building Code, 1887, p. 37].

Sobrecargas: La normativa establecía las siguientes sobrecargas en edificios. Para todos los edificios una sobrecarga de uso de 3,6 kN/m² y para áreas del edificio utilizadas para espacios públicos 5,75 kN/m² [NYC Building Code, 1887, p. 38].

$$L_{edificios} = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:22

$$L_{publico} = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:23

No se han encontrado en este código referencias en cuanto a las sobrecargas de nieve o de cubierta.

Coeficientes de seguridad: Para vigas o elementos a flexión el código establecía un coeficiente de 1/3; para columnas o elementos a compresión un coeficiente de 1/6 y para tirantes y elementos a tracción un coeficiente de 1/6 [NYC Building Code, 1887, p. 39].

$$\phi_{flexión} = 1/3$$

Fórmula 4:24

$$\phi_{compresion} = 1/6$$

Fórmula 4:25

$$\phi_{traccion} = 1/6$$

Fórmula 4:26

4.5.6 “The Building Code of The City of New York”. 1901

La normativa de 1901 fue la primera ordenanza de la ciudad de Nueva York donde se recogieron de manera uniforme los parámetros básicos para el diseño de los edificios. En ésta se introdujeron no solamente los valores últimos para los tipos de hierro, sino que también incluía las tensiones admisibles además de las sobrecargas de uso.

Propiedades del hierro de fundición [NYC Building Code, 1901, pp. 118-121]:

$$Ft_{uCI} = 110 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:27}$$

$$Fc_{CI} = 110 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:28}$$

$$Ft_{CI} = 21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:29}$$

$$Fb_{compCI} = 110 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:30}$$

$$Fb_{traccCI} = 21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:31}$$

$$Fv_{CI} = 21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:32}$$

Dónde:

- Ft_{uCI} = Tensión última de tracción del hierro de fundición.
- Fc_{CI} = Tensión admisible a compresión del hierro de fundición.
- Ft_{CI} = Tensión admisible a tracción del hierro de fundición.
- Fb_{compCI} = Tensión admisible a compresión producida por flexión.
- $Fb_{traccCI}$ = Tensión admisible a tracción producida por flexión.
- Fv_{CI} = Tensión admisible a cortante del hierro de fundición.

Propiedades del hierro forjado [NYC Building Code, 1901, pp. 118-121 (b)]:

$$Ft_{uWI} = 331 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:33}$$

$$Fy_{WI} = 165 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Fórmula 4:34}$$

$$F_{c_{WI}} = 83 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:35

$$F_{t_{WI}} = 83 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:36

$$F_{b_{WI}} = 83 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:37

$$F_{v_{WI}} = 41,5 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:38

- Dónde:
- $F_{t_{WI}}$ = Tensión última de tracción del hierro forjado.
 - $F_{y_{WI}}$ = Límite elástico del hierro forjado.
 - $F_{c_{WI}}$ = Tensión admisible a compresión del hierro forjado.
 - $F_{t_{WI}}$ = Tensión admisible a tracción del hierro forjado.
 - $F_{b_{WI}}$ = Tensión admisible a flexión del hierro forjado.
 - $F_{v_{WI}}$ = Tensión admisible a cortante del hierro forjado.

Fórmulas para elementos a compresión de fundición: La fórmula establecida en el código [NYC Building Code, 1901, pp. 116-117] solamente era válida para una esbeltez de columna menor que 70, por lo que no es válida para las columnas del edificio, al tener éstas una esbeltez mayor. No obstante, sería válida para los elementos a compresión de las vigas de celosía.

$$F_{a_{CI}} = 11,3 \text{ ksi} - 0,03 \text{ ksi} \times \frac{l}{r}; l/r \leq 70$$

Fórmula 4:39

- Dónde:
- $F_{a_{CI}}$ = Tensión admisible a compresión en los elementos de fundición, en ksi¹⁵.
 - l = longitud del elemento en pulgadas.
 - r = el menor radio de giro del elemento en pulgadas.

Fórmula para elementos de hierro forjado a compresión [NYC Building Code, 1901, pp. 116-117 (b)]:

¹⁵ 1 ksi = 1000 libras / 1 pulgada cuadrada (según el sistema imperial)

$$F_{aWI} = 14 \text{ ksi} - 0,080 \text{ ksi} \times \frac{l}{r}; l/r \leq 120$$

Fórmula 4:40

Dónde: F_{aWI} = Tensión admisible a compresión en los elementos de hierro forjado en ksi.

l = longitud del elemento en pulgadas.

r = el menor radio de giro del elemento en pulgadas.

Sobrecargas: El código de 1901 establecía las sobrecargas dependiendo el uso del edificio. El uso que sería aplicable al edificio del Crystal Palace sería espacio de acceso público (*public assembly*). Para las cubiertas establecía una sobrecarga dependiendo si la pendiente de la cubierta era mayor o menor a 20°. En el caso del Crystal Palace la pendiente de las cubiertas era de 5° [NYC Building Code, 1901, p. 111].

$$L_{publico} = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:41

$$L_{cubiertas} = 2,4 \text{ kN/m}^2 (\text{pendientes de menos de } 20 \text{ grados})$$

Fórmula 4:42

Dónde: $L_{publico}$ = Sobrecarga de uso para espacios de acceso público.

$L_{cubiertas}$ = Sobrecarga de cubiertas.

Coeficientes de seguridad: Los coeficientes de seguridad no se dan como tal sino que iban incluidos en los valores admisibles de los materiales.

4.5.7 “New Code of Ordinances of the City of New York. Adopted June 20 1916. With all amendments to January 1, 1922”.

La ordenanza de la ciudad de Nueva York de 1916 fue la última normativa que recogió el hierro de fundición como elemento estructural. En cambio, el hierro forjado ya no se recogía, ya que había sido desbancado por completo por el acero.

Propiedades del hierro de fundición [NYC Building Code, 1916, p. 59]: Las propiedades del hierro de fundición eran idénticas a las del código de 1901.

$$F_{CI} = 110 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:43

$$Ft_{CI} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:44

$$Fb_{compCI} = 110 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:45

$$Fb_{traccCI} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:46

$$Fb_{traccCI} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:47

$$Fb_{traccCI} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Fórmula 4:48

Fórmulas para las columnas de hierro de fundición: El código en lugar de aportar una fórmula para el diseño de las columnas simplemente establecía la tensión máxima admisible a compresión dependiendo de su esbeltez, entendida ésta como la relación entre la longitud y el menor radio de giro (l/r). La esbeltez máxima para columnas de hierro de fundición la establecía en 70 [NYC Building Code, 1916, p. 61].

$$Fc_{CI(x)} = [43; 45,5; 48; \dots; 60] \text{ N/mm}^2; (x) = l/r = [70, 60, 50, \dots, 10]$$

Fórmula 4:49

Dónde: $Fc_{CI(x)}$ = Máxima tensión admisible en columnas de fundición en función de su esbeltez (l/r).

Sobrecargas de uso: El código establecía diferentes cargas de uso para forjados y cubiertas [NYC Building Code, 1916, p. 61 (b)]. Para un edificio de utilidad como espacio público establecía dos sobrecargas de uso, 4,4 y 4,8 kN/m². No queda claro cuál sería la aplicable para el caso del Crystal Palace pero con gran certeza sería la mayor de estas sobrecargas ya que en los códigos posteriores es la generalmente utilizada.

$$L_{publico} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Fórmula 4:50

$$L_{cubiertas} = 1,91 \text{ kN/m}^2 (\text{pendientes de menos de 20 grados})$$

Fórmula 4:51

Coefficientes de seguridad: El código incluía los coeficientes de seguridad en los valores de las tensiones admisibles. No obstante, el código establecía un factor de 4 entre la tensión admisible y última cuando la tensión de un material no estaba recogida en la normativa [NYC Building Code, 1916, p. 58].

4.6 Análisis estructural del edificio

Los elementos estructurales principales se han analizado utilizando por un lado las técnicas de análisis y diseño vigentes en la época de la construcción del edificio, y por otro lado las técnicas de análisis posteriores, todo ello para comparar los resultados entre diferentes fechas y situar los conceptos de diseño que definieron el edificio.

Los elementos estructurales elegidos para el análisis han sido elementos típicos como la columna de fundición, la viga de fundición y la viga de hierro forjado. Estos tres elementos representaban un gran porcentaje de la estructura y se conoce con una precisión aceptable sus dimensiones y las cargas que soportaban.

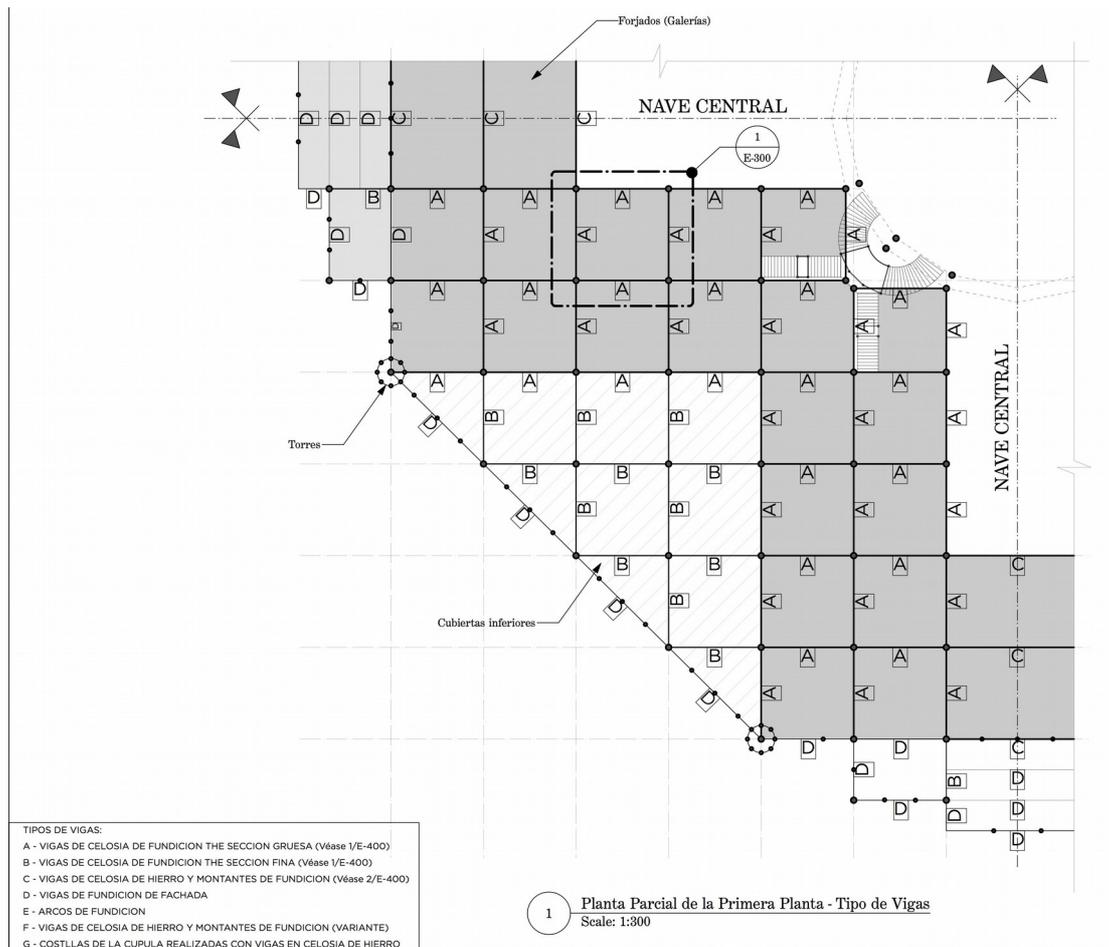


Figura 4.6.1: Cuarto de la planta del Crystal Palace donde se identifican los tipos de viga utilizadas. Las vigas analizadas son las tipo "A" y las tipo "C". Plano extraído del plano E-100

4.6.1 Análisis de las columnas de fundición

Las columnas del edificio se caracterizaban por ser prácticamente idénticas distinguiéndose según sus espesores en cuatro tipos. La columna elegida para el análisis ha sido la columna de planta baja que soportaba las galerías superiores y la cubierta intermedia. Esta columna correspondía a la columna tipo C, según la clasificación vista en el capítulo 3.7.2, con un espesor de 1,59 cm (Véase Figuras 4.6.2 y 4.6.3). Este tipo de columna era la más numerosa con 64 columnas en el edificio. Por otro lado, se ha elegido esta columna porque las cargas aplicables pueden ser determinadas con bastante precisión dando resultados más ajustados.

La columna analizada tenía una altura sin arriostrar de 6,4 m, una forma octogonal con un diámetro exterior de 20 cm y un espesor de 1,59 cm (Figura 4.6.3).

El análisis se ha realizado de manera analítica mediante el programa Mathcad Prime 3.0. Los cálculos detallados se pueden encontrar en el Anexo I.

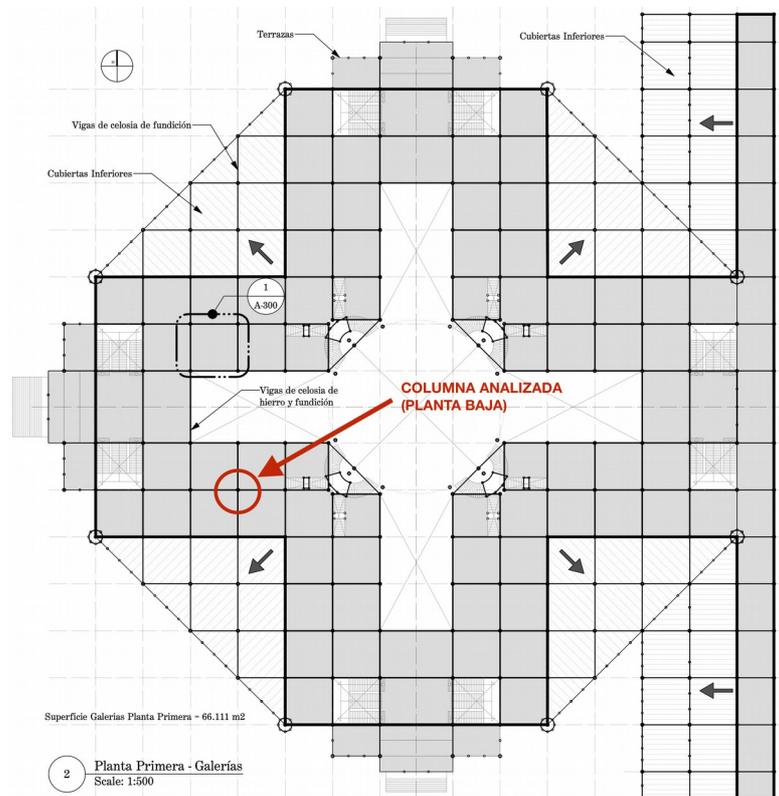


Figura 4.6.2: Planta del Crystal Palace. La flecha roja indica la localización de la columna de planta baja analizada en el presente trabajo. Plano extraído del plano A-101 recogido en el Capítulo 3.

Para determinar las tensiones admisibles del material se han tomado los valores admisibles y las fórmulas estudiadas anteriormente. Estos valores varían dependiendo del año. Así pues, a inicios del siglo XX, los valores admisibles eran sustancialmente menores que los de años anteriores, además de tener mayores limitaciones en cuanto a la esbeltez de las columnas. Estas limitaciones fueron debidas a varios fallos catastróficos de las columnas

de fundición a finales del siglo XIX. Aunque ninguno de estos fallos fue causado por una sobrecarga del elemento en compresión, sino por fallos en los cimientos o cargas excéntricas debidas a los espesores irregulares en las piezas de fundición [Friedman, 2006, pp. 339 - 352]. En la actualidad las ordenanzas aplicables en la ciudad de Nueva York¹⁶ no recogen los elementos de fundición como elementos estructurales, por lo que no están permitidos para un uso estructural. Esto, por otro lado, implica que no hay un código o parámetros generalizados a la hora de analizar y evaluar una columna existente de fundición.

La columna analizada soportaba una carga total de 420 kN, teniendo en cuenta la sobrecarga de 4 kN/m² y una sobrecarga de cubierta de 0.95 kN/m². La tensión a compresión obtenida mediante el análisis estructural es de 42,17 N/mm² (véase el anexo de cálculo para mayor detalle).

Una vez obtenida la tensión a compresión en la pieza se ha realizado un análisis de los valores admisibles y fórmulas que se podían haber utilizado para su diseño, así como un estudio de las tensiones y fórmulas publicadas con posterioridad para determinar si fue diseñada correctamente. Los valores admisibles que se han tomado han sido los valores mínimos debido a que, por un lado, las columnas de fundición fueron suministradas por más de 20 fabricantes, por lo que la variabilidad de calidad y de resistencia podía variar sustancialmente.

Analizando la columna con la fórmula publicada por Hodgkinson en 1846 y aplicando los coeficientes de seguridad del código edificatorio de 1860 se obtiene una tensión admisible para la columna de 34,16 N/mm².

Tomando ahora el código edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1887 [NYC Building Code, 1887], éste deriva al manual de John Trautwine sobre ingeniería civil “Trautwine’s Civil Engineer’s Pocketbook” de 1874. Según la fórmula de Trautwine y aplicando un coeficiente de 6, como marcaba el código edificatorio, la tensión a compresión admisible para esta columna era de 26,42 N/mm².

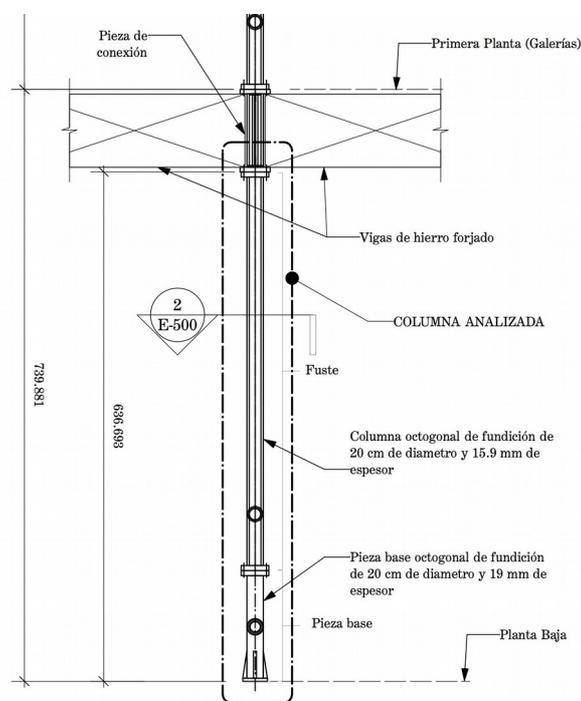


Figura 4.6.3: Columna de fundición del edificio del Crystal Palace analizada en el presente estudio. Dibujo extraído del plano E-500 recogido en el Capítulo 3.

16 Códigos actuales en la ciudad de Nueva York para estructuras metálicas: “2014 New York Building Code” y “America Institute of Steel Construction (AISC) 14th Edition”.

Las normativas posteriores de 1901 y 1916, no permitían columna de fundición con una esbeltez mayor que 70. La columna analizada tenía una esbeltez de 104 por lo que las formulas dadas en estas dos normativas no son aplicables.

La tensión admisible máxima¹⁷ para el hierro de fundición se situaba entre 91 y 149 N/mm² en el caso de Hodgkinson (1842) y Trautwine (1874), y en 110 N/mm² en las normativas de 1901 y 1916. Esta tensión es la máxima aceptable para el material, que es independiente de la forma del elemento o su esbeltez.

En el estudio de las publicaciones recientes sobre el comportamiento estructural de las columnas de fundición en EEUU, destaca la investigación de Paulson, Tide & Meinheit [Paulson, Tide & Meinheit, 1996]. Paulson et al llevaron a cabo ensayos con antiguas columnas de fundición y demostraron que existe una relación muy débil entre la capacidad de la columna y su esbeltez siempre que la esbeltez no rebase un límite ($l/r < 108$). Según este estudio, la gran mayoría de columnas ensayadas fallaron por rotura a cortante en vez de por pandeo como suele suceder con elementos esbeltos según las formulas de la elástica establecidas por Euler. El fallo por cortante es independiente de la esbeltez de la pieza, por lo que los autores concluyen que se puede aplicar una tensión máxima a compresión constante para cualquier columna sin tener en cuenta su esbeltez, siempre que esté dentro de un límite. Para esbelteces mayores el fallo por pandeo es más generalizado y se aproxima al comportamiento elástico. Analizando la columna bajo estas hipótesis se obtiene una tensión última admisible de 76 N/mm². No obstante, esta tensión última se obtiene con cargas mayoradas aplicando los principios de la “Load and Resistance Factor Design” (LRFD), con un coeficiente de 1,2 para las cargas muertas y de 1,6 para las sobrecargas. Aplicando estos coeficientes de mayoración a las cargas en la columna, se obtiene una tensión axial a compresión en la columna de 64,29 N/mm².

De los resultados del análisis (Tabla 4:1) se obtiene que la columna estaría sobrecargada cuando se aplican las fórmulas y valores entre 1842 y 1887. Según las ordenanzas de 1901 y 1916 este tipo de columnas no estaría permitido dado su esbeltez. No obstante, utilizando métodos más modernos de análisis, el resultado obtenido es que la columna sí que es capaz de resistir las cargas y, por tanto, estaría propiamente dimensionada. En cualquier caso, en ninguno de los supuestos las tensiones de compresión en la columna sobrepasan los valores máximos del material.

Por otro lado, no se ha encontrado ningún registro de que las columnas hubieran fallado o hubieran presentado algún problema durante la vida del edificio. Las columnas de fundición tienen un comportamiento frágil, por lo que un fallo hubiera supuesto posiblemente un colapso parcial de la estructura. Este hecho respalda la teoría de que las columnas funcionaron correctamente.

17 La tensión máxima admisible es la tensión última dividida por el coeficiente de seguridad.

Código Edificatorio	Tensión admisible a compresión (N/mm ²)	Tensión a compresión / Tensión admisible)	Utilización	Valoración
1842 Hodgkinson y 1860 NYC BC	34,16	42,17 / 34,16 = 1,235	123,5%	No Aceptable
1874 Trautwine y 1886 NYC BC	26,41	42,17 / 26,41 = 1,597	159,7%	No Aceptable
1901 NYC BC	N/A	-	-	No Aceptable
1916 NYC BC	N/A	-	-	No Aceptable
1996 Paulson et al	76,05*	76,05* / 64,29** = 0,845	84,5%	Aceptable

* Denota cargas mayoradas.

** Tensión última

Tabla 4:1: Resumen de los resultados obtenidos del análisis de la columna de fundición.

Una posible explicación de esta inconsistencia entre los valores históricos y modernos es que los históricos se basaban en las fórmulas de Hodgkinson y de Gordon, que se habían establecido en gran medida empíricamente mediante multitud de ensayos. En la actualidad se tiene un mejor conocimiento de la resistencia de los materiales y mejores herramientas para su análisis.

Otra teoría es que las columnas nunca se sobrecargaron hasta su carga de diseño [Friedman & Pardo Redondo, 2012]. Esta teoría es en parte cierta dado que el edificio albergaba multitud de stands los cuales no podía ocupar la gente. No obstante, se tiene constancia gráfica y documental de que en varias ocasiones el edificio estuvo completamente lleno de gente, por lo que las columnas hubieran estado cargadas con la carga de diseño durante al menos este tiempo.

4.6.2 Análisis de las vigas de fundición en forma de celosía

En todo el edificio solamente existían dos tipos de vigas de fundición que soportaban los forjados (Figura 4.6.1). Ambas tenían un aspecto idéntico y cubrían luces similares. Se diferenciaban solamente por las secciones de sus elementos. Así pues las vigas de mayor sección soportaban las galerías de la planta primera y las de sección más ligera soportaban las cubiertas. La viga elegida para el análisis ha sido la viga de mayor sección que estaba situada en la planta primera soportando las galerías (Figura 4.6.4). Se ha elegido esta viga para el análisis ya que era la más repeti-

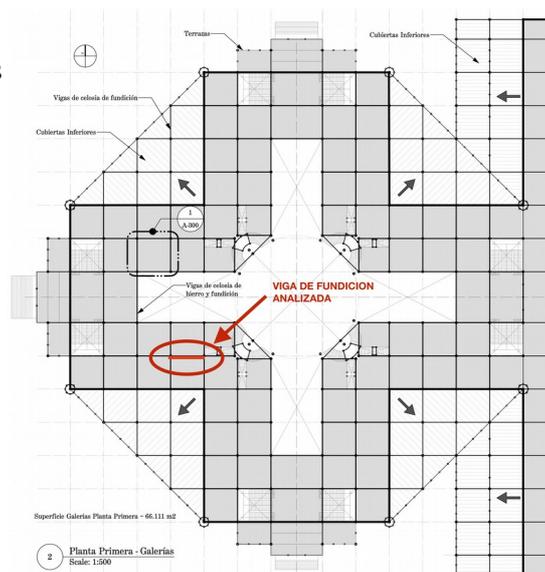


Figura 4.6.4: Plano de planta (Dibujo A-101) señalando la viga analizada.

tiva y sus cargas se pueden determinar de manera precisa. La viga tipo tenía una altura de 91 cm y una longitud de 8.02 m. Su forma era de celosía de tres vanos con diagonales dobles en cada vano, todo ello realizado con una única pieza de fundición (Figura 4.6.5). Las dimensiones y espesores de cada elemento, cordones, montantes y diagonales se han obtenido de los planos que publicaron los arquitectos del edificio los cuales se han obtenido del archivo de la *New York Public Library*. En ellos no se especifican numéricamente los espesores por lo que se han medido sobre los planos escaneados.

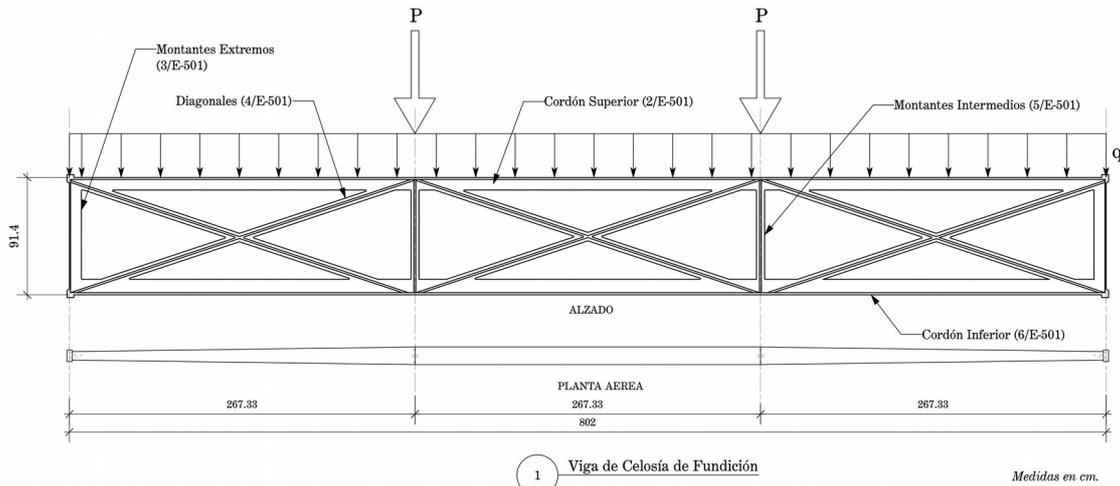


Figura 4.6.5: Viga de celosía de fundición típica en el edificio. Ver plano E-501

Las vigas de fundición estaban conectadas a las columnas en el cordón superior e inferior. Ambas conexiones se realizaban mediante llaves dejadas en la columna y en la viga (Figura 4.6.6). Se ha analizado si estas llaves que conectan viga y columna pudieran conseguir una rigidez suficiente para considerar la viga como empotrada. En este supuesto, las fuerzas axiales provocadas por el par de momentos flectores originan una fuerza de tracción en el nudo superior extremadamente alta para ser soportadas por las pequeñas llaves de fundición. De haberse comportado como una viga empotrada las llaves hubieran fallado provocando su rotura al ser el hierro de fundición un material frágil con una capacidad a tracción relativamente baja. Este tipo de fallo de las pequeñas llaves para conectar vigas y columnas de fundición es común en los edificios con fachadas de fundición [Friedman & Pardo Redondo, 2012]. Además, se debe tener en cuenta que existía cierta holgura en estas llaves para su montaje [Cartensen & Gildemeister, 1854, p. 28]. Por consiguiente, es poco probable que la viga se comportara como una viga empotrada, por lo que se ha analizado como simplemente apoyada.

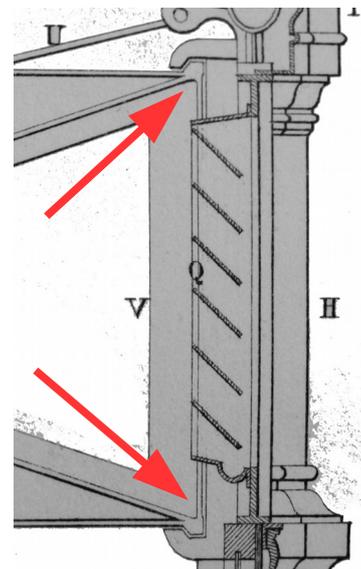


Figura 4.6.6: Detalle de la unión entre la viga de fundición y la columna. Fuente: [Carstensen & Gildemeister, 1854]

El cordón superior de las vigas estaba arriostrado por las vigas y viguetas de madera mediante conexiones mecánicas, tornillos y clavos, por lo que los efectos de pandeo y torsión derivados de la compresión no son aplicables.

Tanto el cordón superior e inferior tenían forma de T. El cordón inferior tenía una sección mayor que la del cordón superior ya que el inferior soportaba los principales esfuerzos de tracción. Esto tiene su explicación, ya que el hierro de fundición tiene una resistencia a tracción en torno a 6 veces menor que su resistencia a compresión. Las diagonales y montantes tenían una sección cruciforme excepto los montantes extremos que tenían una sección en T.

El análisis de esta viga es complejo al ser una estructura hiperestática y no se puede resolver por el método de nudos ni el de las secciones. Por lo tanto para su análisis se ha generado un modelo de elementos finitos con el programa de análisis estructural Scia Engineering® (Figura 4.6.7). Para el cálculo de las cargas que actúan sobre la viga y también para calcular las tensiones en cada elemento se ha utilizado el programa matemático Mathcad Prime 3.0.

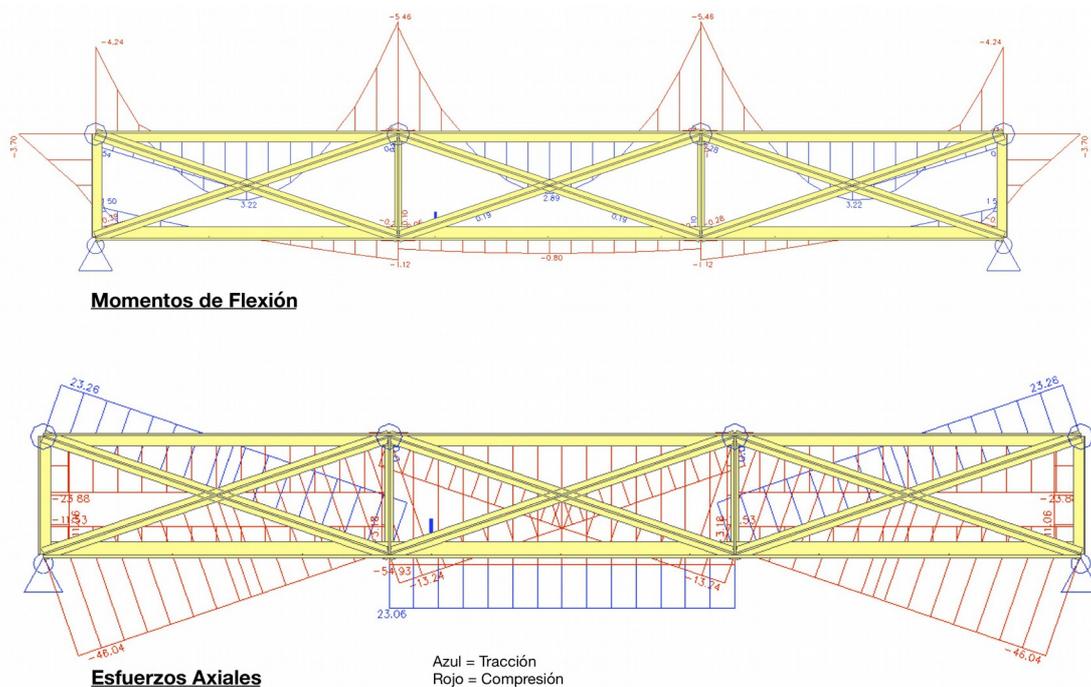


Figura 4.6.7: Imagen del modelo generado mediante el programa SCIA Engineering para el análisis de la viga de fundición

La viga típica soportaba la carga muerta del forjado más la sobrecarga de uso (4 kN/m^2). Su área de carga correspondiente, o ancho del área de influencia, era de $8,02 \text{ m}$. Debido a la distribución de los elementos del forjado con las vigas transversales y las vigas invertidas, la mayor parte de la carga recaía en forma puntual directamente sobre los montantes de la viga. Véase dibujo 1/E-300 para una mejor comprensión del diseño de los forjados. Por lo tanto, el cordón superior recibía solamente un tercio de la carga del forjado minimizando de esta manera los momentos de flexión.

Para el análisis no se ha considerado reducción alguna en la sobrecarga de uso ya que no se recogían en las ordenanzas más cercanas en el tiempo y por tanto no es probable que se utilizara en el diseño de las vigas.

Del modelo realizado se comprueba que el cordón superior soportaba esfuerzos de flexión en las zonas entre montante debido a la carga transferida por las viguetas que descansan sobre ella. A la vez el cordón superior también soportaba esfuerzos de compresión derivados de la flexión total de la viga. Descomponiendo los esfuerzos de flexión como el momento generado por esfuerzos normales de compresión y tracción y considerando el cordón superior como un elemento continuo, se obtienen unas tensiones máximas en la zona comprimida del cordón superior de 217 N/mm^2 y de 164 N/mm^2 en la zona de tracción. A estas tensiones hay que añadirle una tensión a compresión de 76 N/mm^2 . Esto da como resultado una tensión total a flexo-compresión de 294 N/mm^2 en su fibra más comprimida y una tensión máxima de flexo-tracción de 88 N/mm^2 en su fibra más traccionada.

El cordón inferior, debido a la distribución de los elementos, resiste tanto esfuerzos de tracción como de compresión. Los esfuerzos axiales de tracción están situados en el vano central de la celosía y los esfuerzos de compresión en los dos vanos exteriores. Las tensiones máximas en el cordón inferior son 22 N/mm^2 en tracción y 11 N/mm^2 en compresión.

Las diagonales, al ser dobles y tener cierta rigidez, soportaban esfuerzos de tracción y también de compresión. La tensión máxima a tracción se encuentra en las diagonales extremas que conectan el cordón superior con la parte inferior del montante intermedio y cuya tensión es de $43,8 \text{ N/mm}^2$. El resto de las diagonales están sometidas a compresión siendo la máxima tensión de $86,7 \text{ N/mm}^2$ en las diagonales extremas que conectan el cordón inferior con el montante intermedio.

Los montantes estaban sometidos solamente a compresión con una tensión máxima de $6,7 \text{ N/mm}^2$ en los montantes intermedios y de 27 N/mm^2 en los montantes extremos.

Tomando como referencia a Hodgkinson (1842), las tensiones últimas para los elementos de fundición son de 113 N/mm^2 para tracción, y entre 551 y 896 N/mm^2 para compresión. Posteriormente Fairbairn (1854) estableció valores similares: 115 N/mm^2 para tracción y entre 386 y 1.089 N/mm^2 para compresión. Y por último Trautwine (1874) establece unas tensiones últimas de entre 103 a 206 N/mm^2 en tracción y de entre 586 a 861 N/mm^2 a compresión.

El coeficiente de seguridad para elementos a compresión es de $1/6$ según la ordenanza de Nueva York de 1860 y 1887. Por otro lado, la ordenanza de 1887 también establece un coeficiente de seguridad de $1/3$ para vigas o elementos a flexión¹⁸. No se sabe con certeza cuál sería el coeficiente de seguridad utilizado en el diseño de las vigas pero en códigos

18 “beams, girders, and all other pieces subject to transverse strain”

de finales de siglo XIX el coeficiente de seguridad más utilizado era 1/6 para todos los elementos de fundición.

Los ordenanzas edilicias de Nueva York de 1901 y de 1916 establecían una tensión admisible máxima, que no últimas, de 21 N/mm² en tracción y 110 N/mm² en compresión, que eran más conservadoras que los valores establecidos por Hodgkinson, Fairbairn y Trautwine multiplicados por los coeficientes de seguridad.

Comparando las tensiones en los elementos con las tensiones admisibles históricas (Tabla 4:2) se demuestra que los montantes, las diagonales y el cordón inferior que están sometidas a compresión están holgadamente dentro de los valores admisibles históricos. Los tramos sometidos a tracción del cordón inferior estarían ligeramente por encima de los límites, pero se podría considerar como aceptable. En cambio, las diagonales sometidas a tracción rebasan en torno a dos veces la tensión admisible. Por último, el cordón superior tiene tensiones a compresión y a tracción entre 2 y 5 veces superiores a las admisibles.

<u>Elemento</u>	<u>Esfuerzo</u>	<u>Utilización</u>	<u>Valoración</u>
Cordón superior	Compresión*	160% - 300%	No aceptable
	Tracción*	257% - 514%	No aceptable
Cordón inferior	Compresión	7,4% - 12%	Aceptable
	Tracción	64% - 128%	Aceptable
Diagonales	Compresión	58% - 94,5%	Aceptable
	Tracción	127% - 232%	No aceptable
Montantes Intermedios	Compresión	7,3% - 10%	Aceptable
Montantes extremos	Compresión	17% - 28,9%	Aceptable

* Los esfuerzos a compresión y tracción en el cordón superior son en combinación con los esfuerzos normales producidos por la flexión.

Tabla 4:2: Resumen de la comparativa entre tensiones actuales y admisibles (históricas) de cada elemento de la viga de celosía de fundición.

A la vista de los resultados se observa que la viga no fue debidamente diseñada. Hay elementos cuyas tensiones están muy por encima de las tensiones admisibles y por otro lado hay elementos que están sobredimensionados. En general se aprecia que los elementos a compresión están dentro de los límites admisibles excepto en el caso del cordón superior. Este exceso en el cordón superior es debido a los esfuerzos de flexión generan unos esfuerzos normales en la sección demasiado grandes para ser resistidos de manera segura. Eliminando los esfuerzos de flexión en el cordón superior la tensión a compresión estaría dentro de los límites. Otra explicación para el cordón superior es que se hubiera utilizado un coeficiente de seguridad inferior en su diseño, ya que estaba sometido a esfuerzos de flexión. En la ordenanza de 1887 los elementos a flexión tenían un coeficiente de 1/3 en vez de 1/6 como es el caso de los elementos a compresión y tracción.

Por otro lado, se observa que los elementos sometidos a tracción, como las diagonales o los tramos de cordón superior e inferior, están por encima de los valores admisibles. De aquí se aprecia la escasa utilidad del hierro de fundición en elementos sometidos a tracción.

En resumen, el análisis estructural de la viga de celosía de fundición demuestra que hubo elementos sobrecargados como es el caso del cordón superior y las diagonales a tracción cuando se somete a la carga de diseño establecida por los arquitectos del edificio. No hay constancia documental de que las vigas tuvieran problemas durante la corta vida del edificio. Esto tiene varias explicaciones. Una explicación es que las tensiones obtenidas al no sobrepasar los valores últimos o de rotura del material no hubieran aparecido roturas visibles que alertaran a la gente. De haber habido roturas se habrían desarrollado primero en el cordón superior que no estaba fácilmente a la vista. Otra explicación es que la sobrecarga de diseño pudo no ser alcanzada en periodos prolongados como se ha explicado anteriormente para la columna de fundición (Figura 4.6.8).

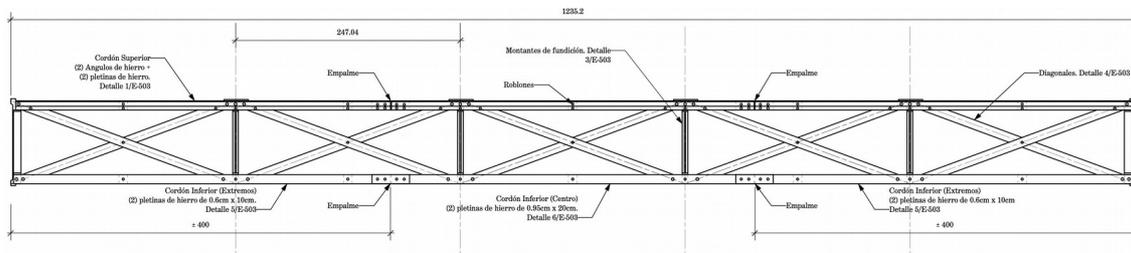


Figura 4.6.8: Vista de las galerías en el Crystal Palace. Fuente: The New York Public Library

4.6.3 Análisis de las vigas de celosía de hierro forjado

Las vigas de celosía realizadas con hierro forjado fueron uno de los elementos más interesantes del edificio junto a la cúpula. Estas vigas estaban realizadas con pletinas y ángulos de hierro forjado de pequeñas dimensiones ensamblados unos con otros mediante roblones. Tenían una altura de 91 cm, al igual que las vigas de fundición, y cubrían una luz de 12,41 m, véase dibujo 2/E-400 en el Capítulo 3.3. Tenían 5 vanos separados con montantes de fundición, entre los montantes había diagonales dobles realizadas con pletinas de hierro forjado. El cordón superior se resolvió con dos ángulos en forma de T con pletinas de hierro entre estos. El cordón inferior se resolvió con dos pletinas de diferentes dimensiones dependiendo su localización. Así pues, el tercio central tenía pletinas de mayor sección que los tercios extremos.

Estas vigas utilizadas en los forjados fueron toda una novedad con respecto al edificio del Crystal Palace de Londres de 1851, el cual todas las vigas de forjado eran de hierro de fundición [Fairbairn, 1857-58, p. 119].



1 Viga en Celosía de Hierro Forjado con Montantes de Fundición

Figura 4.6.9: Alzado de la viga en celosía realizada mediante perfiles de hierro forjado. Alzado extraído del dibujo E-503

Dado que las longitudes de estas vigas era considerable, 12,4 m, y que los perfiles comerciales se suministraban en longitudes de alrededor de 5 m, se requerían de dos empalmes en cada cordón para abarcar la longitud que se necesitaba. El sistema elegido para los empalmes fueron roblones, aunque se barajó la posibilidad de soldar¹⁹ las barras, aunque ésta se descartó por ser poco segura y resistente [Cartensen & Gildemeister, 1854, p.30]. Las dimensiones del cordón superior e inferior están definidas en la descripción del edificio que realizan los arquitectos. Sin embargo, las dimensiones de los montantes y las diagonales no se definen en la bibliografía escrita por lo que se ha medido sobre los planos publicados por los arquitectos.

La aparición de libros estudiando este material como el *Application of Cast and Wrought Iron to Building Purposes* (1854) de William Fairbairn promovió la utilización del hierro forjado como elemento estructural. En este ensayo el mismo Fairbairn dejó claro que las vigas en celosía realizadas con pletinas y ángulos de hierro forjado “son débiles, susceptibles al tra-

19 El término soldar no se refiere a la soldadura actual mediante un arco eléctrico, sino a una soldadura mediante el calentado de la zona de unión y el posterior fundido conjunto.

bajo del montador, y no pueden ser comparadas con las vigas de alma sólida” [Fairbairn, 1857-58, p. 127].

El análisis de la viga se ha realizado mediante el programa de análisis por elementos finitos Scia Engineering® (Figura 4.6.10). También se ha utilizado el programa matemático Mathcad Prime 3.0 para determinar las cargas y las tensiones en cada elemento. La viga se ha planteado como simplemente apoyada y arriostrada en el cordón superior al igual que en el caso de las vigas de fundición.

La carga muerta y sobrecarga aplicada sobre la viga han sido las mismas que para las vigas de fundición, esto es en torno a $0,3 \text{ kN/m}^2$ para la carga muerta y 4 kN/m^2 para la sobrecarga.

Dado que las vigas fueron reforzadas tras las pruebas de carga se ha realizado un segundo modelo incluyendo los tirantes utilizados para acortar su luz (Figura 4.6.11). En ambos modelos las diagonales en compresión se han eliminado para dar mayor precisión a los resultados. Las diagonales al estar realizadas con pequeñas pletinas no serían capaces de resistir esfuerzos de compresión y pandearían debido a su gran esbeltez. La eliminación de las diagonales a compresión da como resultado un sistema isostático, en lugar del hiperestático inicial.

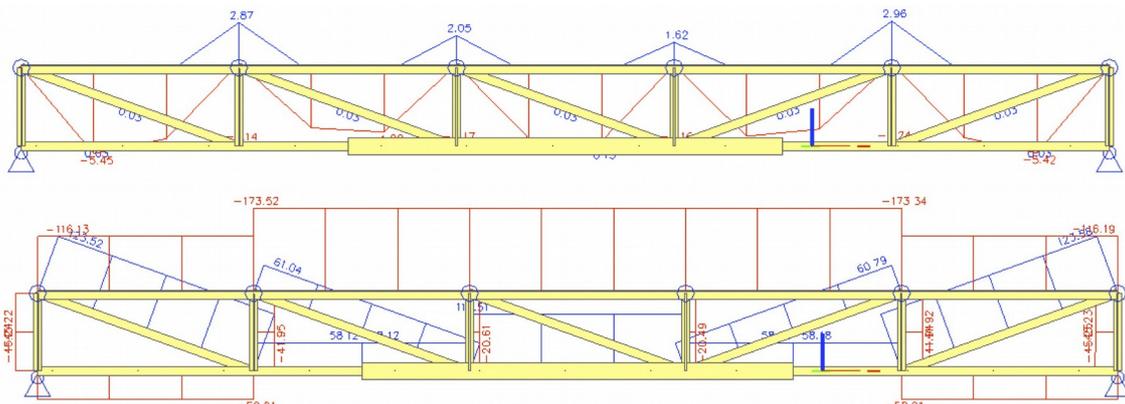


Figura 4.6.10: Modelo de la viga simplificada para su análisis. En la parte superior los momentos flectores en la viga y en la parte inferior los esfuerzos axiales (rojo = compresión, azul = tracción)

Las tensiones obtenidas en la viga original (Figura 4.6.10), sin refuerzos, han sido para el cordón superior una tensión de flexo-compresión de 721 N/mm^2 . El cordón superior además del esfuerzo axial a compresión también soportaba esfuerzos flectores debido a que parte del forjado se apoyaba directamente sobre el cordón y no directamente en los montantes.

En el cordón inferior se ha obtenido una tensión de tracción de 200 N/mm^2 en la parte central y una tensión de compresión de 132 N/mm^2 en los extremos finales. En las diagonales se ha obtenido una tensión máxima a tracción de 851 N/mm^2 . Por último, para los montantes de fundición se ha obtenido una tensión a compresión de 108 N/mm^2 .

Para la viga reforzada (Figura 4.6.11) se han obtenido las siguientes tensiones. En el cordón superior una tensión a flexo-compresión de 681 N/mm² y a flexo-tracción de 361 N/mm². En el cordón inferior una tensión a tracción de 67,25 N/mm² y a compresión de 42,5 N/mm². En las diagonales una tensión a tracción de 400 N/mm² y en los montantes de fundición se ha obtenido una tensión a compresión de 47,75 N/mm².

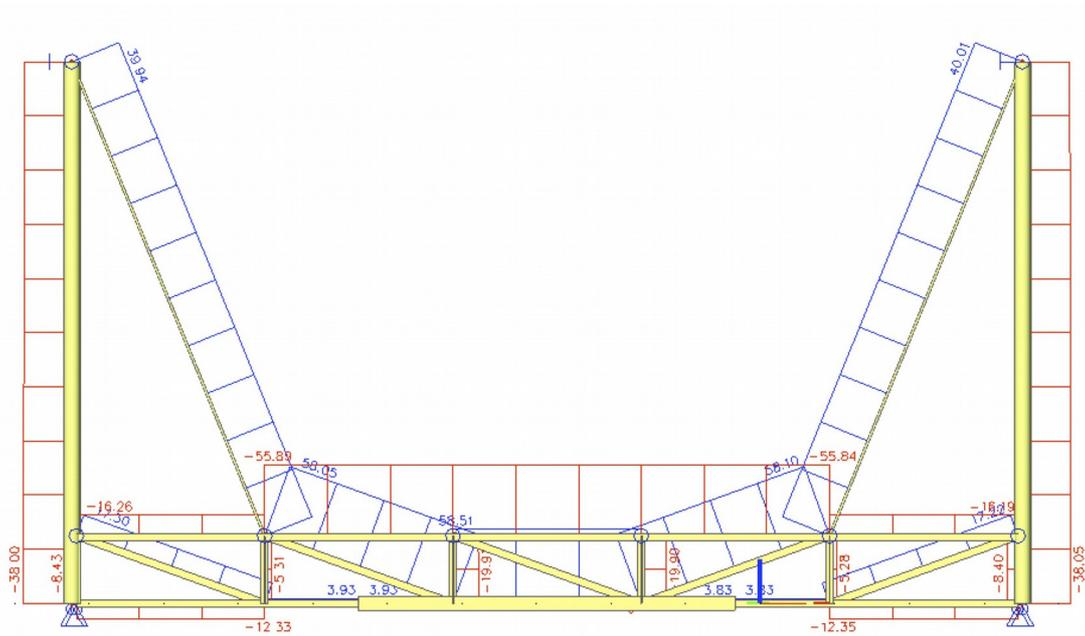


Figura 4.6.11: Modelo actualizado con los refuerzos que se incluyeron en la viga después de la prueba de carga

Se comprueba pues que la inclusión de los refuerzos reducía las tensiones en torno a un 5% en compresión en el cordón superior, en torno a un 65% en el cordón inferior, en torno a un 50% en las diagonales y en torno a un 50% en los montantes de fundición. La escasa reducción de tensiones en el cordón superior con la inclusión de los refuerzos es debido a que los momentos flectores no se ven reducidos ya que no se acortan la luz entre montantes.

Las tensiones admisibles para elementos de hierro forjado que más se acercan a la fecha de construcción del Crystal Palace fueron los recogidos por Fairbairn (1854), Trautwine (1874) y el código edificatorio de Nueva York de 1901. Los valores admisibles del hierro forjado variaban entre estas tres publicaciones y comprendían entre 51 a 115 N/mm² para tracción, y entre 43,7 a 87 N/mm² para compresión. Las tensiones últimas a tracción variaban entre 307 a 349 N/mm². En las tensiones admisibles había mayor variación entre una publicación y otra dependiendo de los coeficientes de seguridad. No está claro si el coeficiente de seguridad utilizado fue de 1/3 o 1/6 para los elementos de la viga, aunque 1/3 se aproxima más a los coeficiente utilizados posteriormente para el hierro forjado [Friedman & Pardo Redondo, 2012], por lo que ha sido el coeficiente utilizado para los elementos a flexión.

Comparando las tensiones obtenidas con las tensiones admisibles se comprueba que todos los miembros en la viga original estaban sobrecargados, sobrepasando incluso las tensiones últimas en el cordón superior y en las diagonales. Con la introducción de los refuerzos, el cordón inferior y los montantes estaban dentro de los valores admisibles. Las diagonales, por el contrario, sobrepasaban el valor admisible, aunque estaban dentro del límite último. No obstante, el cordón superior todavía quedaba por encima de los valores últimos en las zonas de flexión negativa. Las tensiones máximas en el cordón superior se localizan en su encuentro con los montantes intermedios debido los momentos negativos (Figura 4.6.10). Al sobrepasar las tensiones admisibles del material el hierro forjado se plastificaría al rebasar su límite elástico por lo que dejaría de actuar como un elemento continuo y pasaría a ser considerado una viga independiente entre montantes y desapareciendo los momentos negativos en la viga. Por la redistribución de momentos aparecerían mayores momentos positivos en el cordón superior, aunque estas tensiones serían menores que las originales, y quedarían rondando los valores de tensión últimos.

Elemento	Esfuerzo	Utilización (Sin refuerzo)	Utilización (Con refuerzo)
Cordón superior	Compresión*	870% - 1653%	821% - 1561%
	Tracción*	-	312% - 827%
Cordón inferior	Compresión	241% - 458%	51% - 97%
	Tracción	114% - 257%	58% - 130%
Diagonales	Compresión**	-	-
	Tracción	736% - 1650%	346% - 778%
Montantes	Compresión***	98,7%	43%

* Los esfuerzos a compresión y tracción en el cordón superior son en combinación con los esfuerzos normales producidos por la flexión.

** Las diagonales a compresión se han eliminado del modelo al no aportar ninguna resistencia a la viga.

*** Los montantes estaban realizados de hierro de fundición y no de hierro forjado como el resto de la viga.

Tabla 4:3: Resumen de la comparativa entre tensiones actuales y admisibles (históricas) de cada elemento de la viga de celosía de hierro forjado con y sin refuerzos.

En los códigos actuales no se recoge el material del hierro forjado como elemento estructural ya que dejó de ser utilizada a principios del siglo XX. Haciendo un ejercicio experimental se podría asignar el hierro forjado como un acero de baja calidad y así aplicar el código actual del diseño en acero el AISC Manual. Gracias a una mejor comprensión del material los coeficientes de seguridad son más ajustados en la actualidad que los coeficientes utilizados en el pasado. En este caso se aplicaría un código de seguridad de $1/1.67$ sobre el límite elástico del material (F_y), lo que da como resultado unas tensiones admisibles de $F_t = 165 \text{ N/mm}^2 / 1.67 = 98 \text{ N/mm}^2$, tomando como valor de F_y el establecido en 1901 (Fórmula 4:34). Este valor admisible se aproxima a los obtenidos con la documentación histórica.

No hay constancia de que estas vigas hubieran fallado o se hubieran deformado excesivamente durante su uso una vez reforzadas. Según los documentos gráficos encontrados parece que las vigas estuvieron soportando una gran cantidad de público en momentos puntuales, aunque posteriormente las vigas nunca hubieran sido cargadas a su máxima capacidad ya que estaban situadas en una zona de paso.

Los arquitectos afirmaban que “las vigas [de hierro forjado] fueron diseñadas y proporcionadas según los esfuerzos que soportaban” [Cartensen & Gildemeister, 1854, p. 30]. No obstante, el análisis estructural revela que estas vigas no fueron diseñadas adecuadamente. Como se ha comprobado, hay constancia escrita de que estas vigas al someterlas a una prueba de carga con una sobrecarga de 4 kN/m² presentaron defectos en las diagonales y el cordón inferior por lo que tuvieron que ser reforzadas una vez instaladas. No se especifican cuales fueron estos defectos pero con toda seguridad estarían relacionados con el pandeo de las diagonales sometidas a compresión y posiblemente el fallo de los empalmes del cordón inferior o pandeo en sus zonas comprimidas.

El análisis realizado demuestra que, aun con los refuerzos, las tensiones de varios elementos de la viga de celosía de hierro forjado estaban todavía por encima de las tensiones admisibles. En la época del edificio el método de los nudos establecido por Whipple y perfeccionado por Jourawsky ya se había establecido, aunque todo apunta a que no fue utilizado para el diseño de las vigas. Por lo tanto, queda demostrado que el diseño estructural de elementos en celosía todavía estaba en sus primeras fases en la época de la construcción del Crystal Palace.

4.7 Reflexiones de los resultados

El edificio del Crystal Palace se sitúa en un momento crucial en el desarrollo de las estructuras metálicas en Estados Unidos. El edificio es el primero en su especie en Estados Unidos y como tal sufrió de aciertos y de fallos que valdrían por igual para los edificios metálicos posteriores. Su estructura se basaba en una retícula repetitiva de vigas y columnas de hierro. El único elemento estructural característico fue la cúpula central, y fue diseñada para no transmitir esfuerzos laterales al resto del edificio, por lo que simplemente añadía peso muerto a las columnas que la soportaban.

Se ha comprobado en el análisis estructural que las vigas, que eran de celosía, no estaban debidamente proporcionadas para resistir las sobrecargas de uso. Los parámetros de diseño y cálculo de estructuras utilizados hoy en día para resolver vigas en celosía, como el método de los nudos, el de las secciones o el de Cremona, no existían o no estaban todavía generalizados. De hecho, William Fairbairn, que era uno de los pioneros en el diseño de vigas metálicas, no mencionaba en su libro de 1854 el método de los nudos para analizar las vigas en celosía que le encargaron inspeccionar en el Crystal Palace de Dublín. En

lugar de ello estableció una fórmula empírica obtenida de sus ensayos para determinar la capacidad portante de la viga.

La introducción de los refuerzos en las vigas de celosía de hierro forjado durante la construcción, da buena muestra del estado de la ingeniería americana de la época, que era capaz de diseñar debidamente elementos sencillos, como el caso de las columnas, pero todavía carecía de los conocimientos para calcular y diseñar elementos más complejos. Otra muestra de ello es la realización de pruebas de carga en las vigas tanto en el Crystal Palace de Londres como en el de Nueva York, que denotan una cierta desconfianza en el material, en la fabricación o en su diseño. Como se ha visto anteriormente los ingenieros en el país eran escasos y por lo general con ninguna experiencia en edificios ya que se centraban en proyectos civiles.

Puede que la estructura del Crystal Palace fuera diseñada por un ingeniero, aunque la falta de normativa con los valores admisibles de los materiales, junto con la falta de estándares de sobrecargas de uso o la falta de métodos de cálculo fiables, causaron que parte de la estructura no fuera diseñada adecuadamente.

4.8 Listado de abreviaturas

A	Área de la sección del elemento.
b	Distancia D-E en pulgadas en la fórmula de vigas de Hodgkinson (1842).
b'	Distancia F-G en pulgadas en la fórmula de vigas de Hodgkinson (1842).
c	Constante a aplicar en la fórmula de Fairbairn (1854) para el cálculo de vigas.
d	Diámetro interior de la columna. Distancia A-C en pulgadas en la fórmula de vigas de Hodgkinson (1842). Altura de la viga en pulgadas en Fairbairn (1854).
d'	Distancia A-B en pulgadas en la fórmula de vigas de Hodgkinson (1842).
D	Diámetro exterior de la columna.
$F_{a\ CI}$	Tensión admisible a compresión en los elementos de fundición según su esbeltez.
$Fb_{comp\ CI}$	Tensión admisible a flexo-compresión en el hierro de fundición.
$Fb_{tracc\ CI}$	Tensión admisible a flexo-tracción en el hierro de fundición.
Fb_{WI}	Tensión admisible a flexión del hierro forjado.
Fc_{CI}	Tensión admisible a compresión del hierro de fundición.
$Fc_{CI(x)}$	Máxima tensión admisible en columnas de fundición en función de su esbeltez (l/r).
Fc_{WI}	Tensión admisible a compresión del hierro forjado.
$Fc_u\ CI$	Tensión última a compresión del hierro de fundición (cast iron).
$Fc_u\ WI$	Tensión última a compresión del hierro forjado (wrought iron).
Ft_{CI}	Tensión admisible a tracción del hierro de fundición.
Ft_{WI}	Tensión admisible a tracción del hierro forjado.
$Ft_u\ CI$	Tensión última a tracción del hierro de fundición.
$Ft_u\ WI$	Tensión última a tracción del hierro forjado.
Fv_{CI}	Tensión admisible a cortante del hierro de fundición.
Fv_{WI}	Tensión admisible a cortante del hierro forjado.
Fy_{WI}	Límite elástico del hierro forjado.
l	Longitud de la columna o longitud de la viga.
$L_{aglomeraciones}$	Sobrecarga de uso para espacios sujetos a aglomeraciones de gente.

$L_{\text{cubiertas}}$	Sobrecarga de uso para cubiertas.
$L_{\text{edificios}}$	Sobrecarga de uso para edificios según NYC BC (1887).
L_{normal}	Sobrecarga de uso normal en espacios con gente.
$L_{\text{público}}$	Sobrecarga de uso para espacios accesibles al público.
$N_{u\text{ CI}}$	Fuerza última a compresión de la columna de fundición en toneladas, “long tons (Hodgkinson). En libras según Trautwine (1874).
r	Menor radio de giro de la sección.
S	Sobrecarga de nieve en cubiertas.
W	La carga última concentrada a mitad de vano que puede soportar una viga.
$W_{u\text{ CI}}$	La carga última concentrada a mitad de vano en “long tons” en Hodgkinson (1842).
$W_{u\text{ WI}}$	La carga última concentrada a mitad de vano en “long tons” en Fairbairn (1854).
ϕ	Coefficiente de seguridad aplicado al material en Fairbairn (1854).
$\phi_{\text{compresion}}$	Coefficiente de seguridad aplicado a elementos a compresión según NYC BC (1887).
$\phi_{\text{flexión}}$	Coefficiente de seguridad aplicado a elementos a flexión según NYC BC (1887).
$\phi_{\text{tracción}}$	Coefficiente de seguridad aplicado a elementos a tracción según NYC BC (1887).
$\gamma_{\text{COL CI}}$	Coefficiente de seguridad aplicado a las columnas de fundición para determinar su carga admisible, en NYC BC (1860).
$\gamma_{\text{VIG CI}}$	Coefficiente de seguridad aplicado a las vigas de hierro forjado para determinar su carga admisible, en NYC BC (1860).

BLOQUE III | Estudio de los primeros edificios con estructura metálica

5. Los primeros edificios metálicos, los edificios de fundición

5. Los primeros edificios metálicos, los edificios de fundición

5 Los primeros edificios metálicos, los edificios de fundición

Para el estudio de la influencia que tuvo el Crystal Palace en los edificios con estructuras metálicas en Estados Unidos es preciso estudiar la evolución de los primeros edificios que empleaban, total o parcialmente, estructura metálica. Estos edificios (Figura 5.1), conocidos como edificios de fundición, o *cast-iron buildings* en inglés, tenían una o varias fachadas realizadas con columnas y vigas de fundición rematadas con paneles decorativos, también de fundición, que imitaban piedra tallada. Éstos se popularizaron en Nueva York entre 1860 y 1880, por lo que se sitúan en un momento clave, entre la construcción del Crystal Palace (1853) y el inicio de los rascacielos con estructura de acero a partir de 1890.

El uso principal de los edificios de fundición fue industrial y comercial. Las ventajas que tenían con respecto a lo tradicionales edificios de albañilería eran: (1) Mayor luminosidad interior gracias a la mayor esbeltez de las columnas frente a los muros de albañilería y la utilización de vigas para crear mayores ventanas. (2) La posibilidad de poder cubrir luces mayores y por lo tanto ampliar la superficie diáfana. (3) Tenían un coste menor que los edificios con fachadas de piedra. Y por último, (4) eran más rápidos de ejecutar que los edificios tradicionales. Por otro lado, dotaban al edificio de una sensación de resistencia ante el fuego, aunque, como se verá posteriormente, no era del todo eficaz.



Figura 5.1: Edificios con fachadas de fundición en la calle Wooster Street en el barrio del SoHo, Nueva York. Fotografía del autor (2016).

En la segunda mitad del siglo XIX la ciudad se asentaba principalmente en la punta sur de la isla de Manhattan. Los nuevos edificios industriales y comerciales se iban asentando en las zonas próximas al núcleo de la ciudad donde había gran cantidad de terreno edificable y buenos accesos. Las zonas que atrajeron mayor número de estos edificios fueron los barrios del SoHo y de Tribeca, ambos situados en el extremo sur de la isla de Manhattan (Figura 5.2). Afortunadamente, una cantidad importante de estos edificios han sobrevivido, lo que convierte en una oportunidad única el poder estudiarlos físicamente.

La masiva construcción de los edificios de fundición no se podría haber realizado sin una industria detrás que suministrara y fabricara la estructura metálica. Por ello, en el presente capítulo, se hace una introducción a las fundiciones, o *iron works* en inglés, que hicieron posible estos edificios y que posteriormente se convertiría en los constructores de las estructuras de acero de los rascacielos de la ciudad.

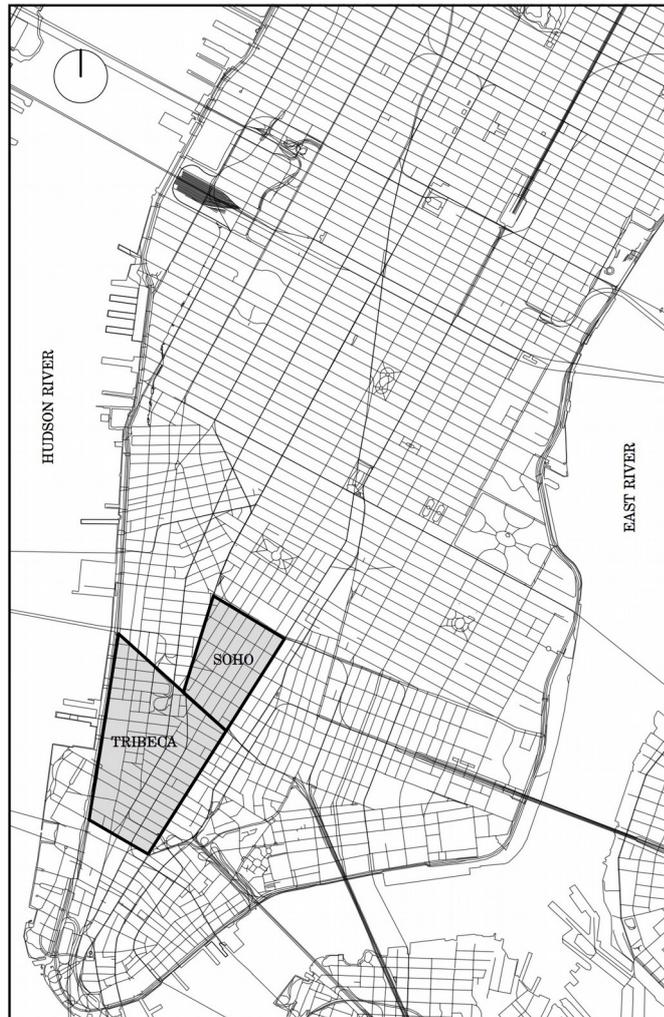


Figura 5.2: Localización de los barrios del SoHo y Tribeca al sur de la isla de Manhattan. Plano realizado por el autor. Plano base extraído de CADMAPPER.

5.1 Las fundiciones, *iron works*

Como se ha mencionado anteriormente, la estructura del Crystal Palace fue contratada el 25 de septiembre de 1852 a 28 empresas de estructura metálica o fundiciones, las cuales en inglés se conoce como *iron works*. Las fundiciones que participaron en la construcción fueron las siguientes [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 66]:

Hogg & Delamater, N.Y.; Stillman. Allen & Co., N.Y. (Figura 5.1.1); Mott & Ayres, N.Y.; James L. Jackson, N.Y.; L. Colwell & Co., N.Y.; Roach & Johnshon, N.Y.; D. D. Badger & Co., N.Y.; Buckup & Pugh, N.Y.; F. S. Claxton, N.Y.; James Ritchie, Williamsburgh, N.Y.; Tuttle & Bailey, Williamsburgh, N.Y.; Matteawan Machine and Manufacturing Co., Fishkill, N.Y.; Daniel R. Barhyte, Fishkill, N.Y.; W. H. Barhyte, Fishkill, New York; Stanton & Mallory, Newburgh, N. J.; Slater & Steele, Jersey City, N. J.; A. D. Berry, Rockaway, N. J.; James R. Templin, Easton, Pensilvania.; James R. & R. B. Templin, Easton Pensilvania; Betts, Pusey, Jones & Seal, Wilmington, Delaware; Miller & Williamson, Westport, Connecticut; J.W. Waterfield & Co.; Benedict & Dunn.; Ayres & Taylor, New York.; Frederick B. Flager; A. J. Coffine & Co.; Union Power Co. Of U. S.; y S. Clark.

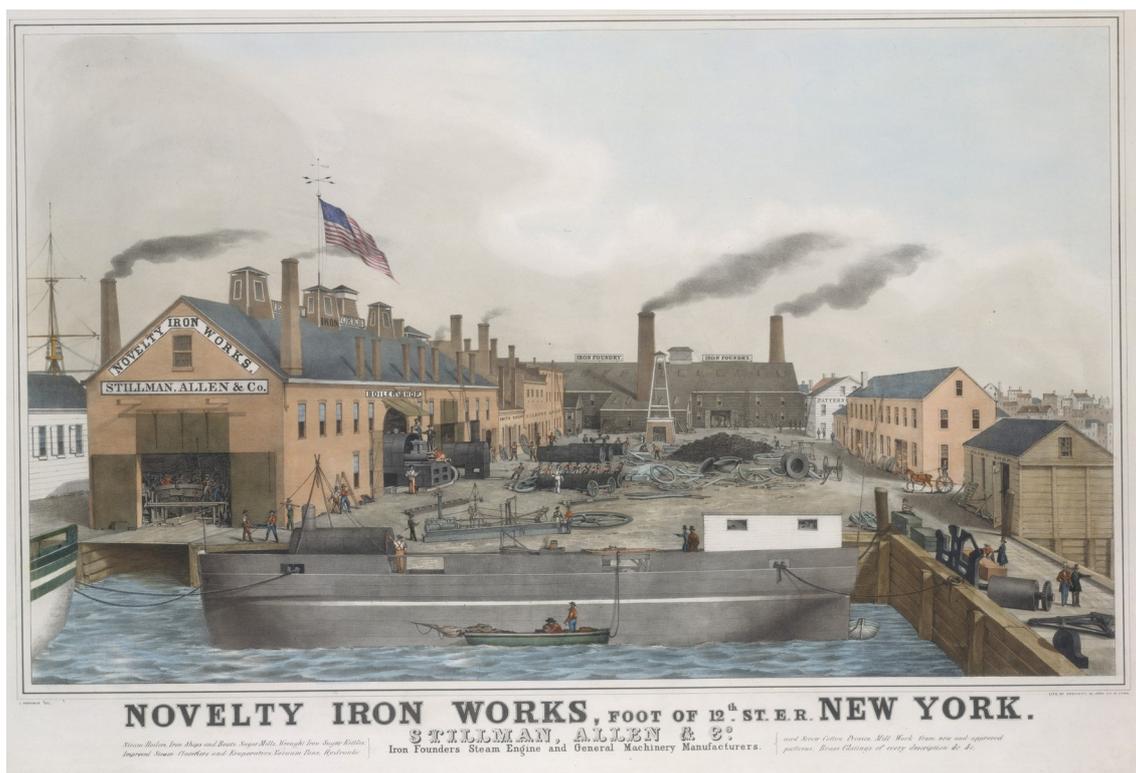


Figura 5.1.1: Imagen publicitaria de la empresa Stillman Allen & Co, también conocida como Novelty Iron Works, 1844. Fuente: The Metropolitan Museum of Art, New York. Adcesion number: 54.90.588

Para garantizar uniformidad en las piezas de hierro colado se contrató una única empresa para hacer los patrones, la Sheppard & Purvis, ubicada en la ciudad de Nueva York. Ésta se encargaba de realizar los patrones de madera y distribuirlos entre las diferentes fundiciones [Greeley, 1853, p.12].

Muchas de estas fundiciones en el momento de la construcción del Crystal Palace realizaban elementos de fundición de pequeña envergadura para usos decorativos, además de verjas, estufas, etc. Este es el caso por ejemplo de la J. L. Jackson (Figura 5.1.2). Otras fundiciones, como la Stillman Allen & Co., se dedicaban principalmente a la fabricación de barcos, calderas de vapor, y maquinaria como se aprecia en un anuncio comercial de 1844 (Figura 5.1.1). Ninguna de ellas se dedicaba principalmente a la construcción de estructuras ya que no era un material económico y todavía no había tradición en su uso.

A partir de 1853, justo después del edificio del Crystal Palace, empezó a ser cada vez más común el uso del hierro de fundición como elemento estructural en edificios. En un principio, era utilizado en edificios industriales y comerciales al ser estos de mayor envergadura.

En 1855 se construyó el edificio de la Harper & Brothers Publishing Company (Figura 5.1.3), diseñado por el ingeniero e inventor James Bogardus y por el arquitecto James L. Corbiers. La Harper & Brothers fue una de las editoriales más influyentes del siglo XIX. En 1853 el edificio principal se había incendiado destrozando mercancía por valor de más de un millón de dólares, por lo que decidieron construir el nuevo edificio con un sistema totalmente incombustible. El edificio construido consistía de siete plantas con una estructura metálica donde las columnas eran de fundición, las vigas principales entre columnas eran vigas invertidas de fundición y tirante de hierro forjado, semejantes a las empleadas en el edificio del Crystal Palace, las viguetas eran de hierro forjado en forma de “T” invertida y el entrevigado se resolvía con revoltón de ladrillo macizo [Gayle & Gayle, 1998, p. 144]. Fue un edificio pionero en el uso del hierro de fundición como elemento estructural al igual que había hecho anteriormente el Crystal Palace. La estructura del edificio Harper & Brothers la realizó la fundición James L. Jackson [Gayle & Gayle, 1998, p. 145], que había realizado parte de la estructura del Crystal Palace. Bogardus también había par-

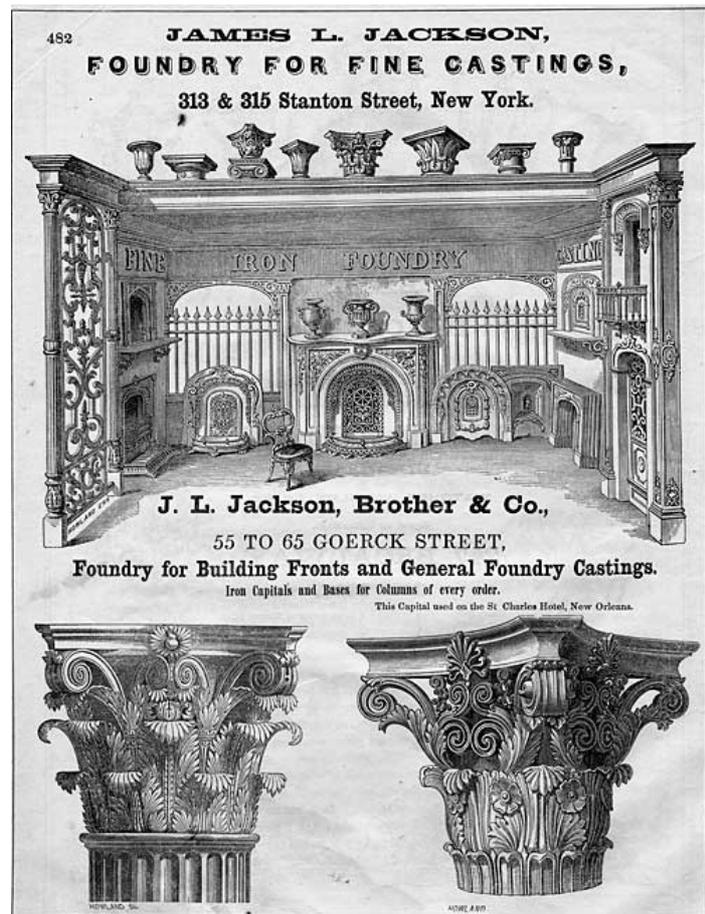


Figura 5.1.2: Anuncio comercial de la J.L. Jackson en 1853. Fuente: <http://www.waltergrutchfield.net/jacksonjamesl.htm>

ticipado en el Crystal Palace como asesor, por lo que ambos estaban familiarizados con el uso estructural del hierro de fundición.

Posteriormente al edificio de la Harper & Brothers se construyeron varios edificios utilizando parcialmente estructura de fundición. Este es el caso de los edificios de fundición, que aun siendo edificios donde se utilizaban muros de carga, sus fachadas principales se resolvían con estructura de columnas y vigas de fundición. Cabe destacar los primeros edificios de este tipo construidos por la fundición Daniel D. Badger como el Houghwout Building (1857) (Figura 3.9.6 y Figura 5.2.6) o el Cary Building (1857) como muestra del nivel de detalle y ornamento que eran capaz de conseguir. Estos primeros edificios asentarían las bases para el resto de edificios con fachadas de fundición que se construirían posteriormente. La fundición D. D. Badger se convertiría en una de las empresas que más edificios con estructura metálica realizaría, llegando a exportar sus estructuras por todo Estados Unidos y a otros países como Egipto o Cuba. Cabe destacar también que la Daniel D. Badger trabajó en la construcción del Crystal Palace. Este hecho le impulsó para posicionarse entre las primeras fundiciones de la ciudad.

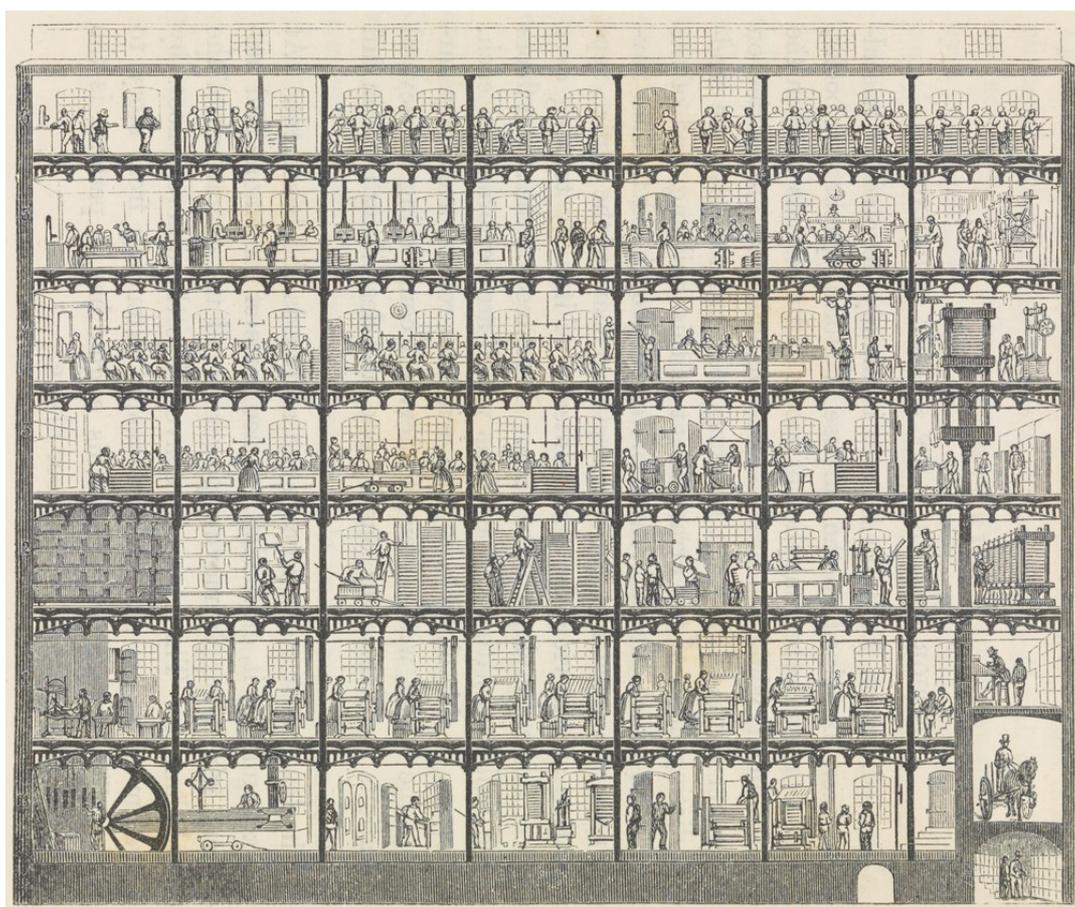


Figura 5.1.3: Sección del edificio Harper & Brothers (1855). Fuente: Carl Emil Doepler. "Sectional View of the Cliff Street Building" (Harper & Brothers Building), 1855. Fuente: Jacob Abbott, *The Harper Establishment; or, How the Story Books Are Made* (New York: Harper & Brothers, 1855). *The Metropolitan Museum of Art, Gift of Joseph B. Davis, 1942 (42.105.22).*

Ante la gran demanda de edificios de fundición en la segunda mitad del siglo XIX, las fundiciones proliferaron en la ciudad de Nueva York. En torno a 1860, habían un total de cuarenta y una fundiciones entre Manhattan y Brooklyn que exportaban a varias ciudades de la costa este y oeste de los Estados Unidos, e incluso internacionalmente [Gayle & Gillon, 1974, p. xiv].

A partir de la década de 1890, la oferta de perfiles de acero laminado a un precio competitivo desbancó al hierro de fundición como elemento estructural. Por otro lado, el desarrollo del ascensor y la alta demanda de espacio en la ciudad de Nueva York desembocó en la construcción de los primeros rascacielos con estructura de acero. Las fundiciones establecidas en la ciudad fueron capaces de abastecer la demanda de rascacielos con esqueleto de acero que duraría hasta la Gran Depresión de 1930. Por poner un ejemplo, la fundición J. L. Jackson realizó la estructura de acero de edificios emblemáticos de la ciudad como el edificio del New York Times (1889) o el edificio más alto del mundo en su momento situado en 15 Park Row, Nueva York (1899) (Figura 2.2.4) [New York Times, 18 Junio 1908].

El desarrollo de las estructuras metálicas de Nueva York a partir de 1890 se consiguió gracias a la potente industria de fundiciones, o *iron works*, promovida principalmente por el alto número de edificios con fachadas de fundición que se construyeron en las décadas anteriores.



Figura 5.1.4: Base de una columna de fundición en el barrio del SoHo expuesta a raíz de trabajos de restauración. En la base se lee el nombre de la fundición que las fabricó, la “D.D. Badger”. Fotografía del autor (2015).

5.2 Los edificios de fundición

El hierro de fundición se utilizó por primera vez en edificios de Estados Unidos a principios de la década de 1830. Estos primeros elementos solían ser columnas situadas en la fachada de planta baja en edificios comerciales para formar escaparates donde exponer los productos, idea que vendría seguramente influenciada por los ejemplos franceses [Gayle & Gayle, 1998, p. 35]. La esbeltez de las columnas de hierro permitían mayor superficie expositiva que los tradicionales machones de ladrillo (Véase Figura 5.2.1).

Hacia finales de esta década, dos fundiciones, la James L. Mott y la Daniel D. Badger, empezaron a vender fachadas de escaparate totalmente realizadas con estructura metálica en la ciudad de Nueva York [Gayle & Gayle, 1998, p. 71].



Figura 5.2.1: Edificio comercial (tienda) construido en 1867 en Greene Street, Nueva York. El edificio está resuelto con una fachada de piedra labrada en sus plantas altas y con escaparate en su planta baja realizado con columnas y vigas de fundición. Los posteriores edificios con fachadas de fundición trataban de imitar a este estilo de edificios con un coste menor. Fotografía del autor (2016)

En Nueva York, hacia mediados del siglo XIX, el interés por materiales de construcción que no fueran combustibles levantó un gran interés principalmente en el sector comercial e industrial. Hasta la fecha, los edificios industriales eran construidos con muros de ladrillo con columnas interiores y forjados de madera. Los incendios eran múltiples y los daños provocados en los productos eran elevados. Nueva York había sufrido dos grandes incendios en la primera mitad de siglo. El primero de estos incendios ocurrió en 1835 arrasando 210.000 metros cuadrados y 674 edificios al sur de Wall Street en una zona comercial, alcanzando unas pérdidas de 18 millones de dólares de la época. Diez años después, en 1845, otro incendio arrasó aproximadamente la misma zona. Éste último incendio se originó en un almacén de aceite de esperma de ballena (*sperm oil*) y alcanzó unos depósitos de nitrato de potasio, material altamente explosivo utilizado para fertilizantes y pólvora, desencadenando una gran explosión [Gayle & Gayle, 1998, p. 71 (2)].

Después de los desastrosos incendios, la construcción con materiales no combustibles, como el hierro de fundición, empezaron a interesar a los propietarios de comercios, industrias y almacenes asentados en la ciudad. La figura del inventor James Bogardus fue clave para el desarrollo de la construcción de edificios de hierro de fundición en la ciudad. Bogardus buscó influenciar a arquitectos, constructores e inversores vendiendo las virtudes y posibilidades de este material y su utilidad en edificios.

Como el mismo aseguraba, “la construcción con elementos de fundición tenía mayor resistencia que los muros de ladrillo, mayor facilidad de construcción y rapidez de erección, mayor aprovechamiento del espacio, mayor superficie acristalada por lo tanto mayor luz en el interior y mayor riqueza ornamental con los paneles de fundición” [Evening Post, 03/05/1849].

Bogardus también defendía que los edificios de fundición eran altamente adecuados para la resistencia frente al fuego, llegando a afirmar que eran “perfectamente resistentes al fuego” [Gayle & Gayle, 1998, p. 72].



Figura 5.2.2: Edificio con fachada de fundición situado en Mercer Street, Nueva York. Fotografía del autor (2016)

A partir de 1850, empezó a ser cada vez más común utilizar elementos de fundición en los escaparates de planta baja de edificios comerciales. En 1853, llegaría un punto clave para el desarrollo e impulso de las estructuras metálicas al construirse el Crystal Palace de Nueva York. El Crystal Palace fue el primer gran edificio construido con una estructura metálica en Estados Unidos. Su estructura se compuso de 1.200 toneladas de hierro de fundición y 300 toneladas de hierro forjado.

Posteriormente a la construcción del Crystal Palace, se empezarían a desarrollar los edificios de fundición, utilizados para un uso comercial e industrial. Las fachadas de estos edificios podían estar resultas con una estructura total de fundición -vigas y columna en todas sus plantas (Figura 5.2.2)- o bien, con una estructura parcial, vigas y columnas solo en planta baja (Figura 5.2.1). Por ello se diferencian entre edificios de fundición con fachada completa y edificios con fachadas parciales respectivamente.

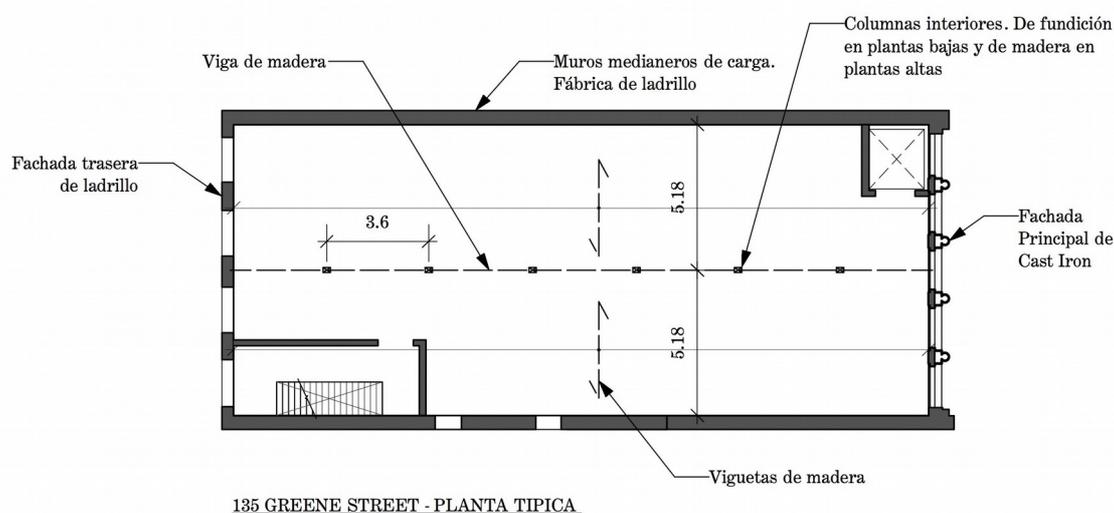


Figura 5.2.3: Edificio con fachadas de fundición en restauración situado en Broadway, Nueva York. Nótese las columnas y las vigas de fundición. Fuente: Marie Ennis (2010)

Los edificios de fundición fueron construidos principalmente entre 1860 y 1880 en la ciudad de Nueva York. Se ubicaban dentro de la trama urbana de la ciudad, colindantes con otros edificios, por lo que solían contar con una fachada principal, una fachada trasera y dos muros medianeros (Figura 5.2.4). Eran normalmente de cinco plantas de altura (planta baja más cuatro alturas), y con amplias ventanas en sus fachadas para permitir entrar la máxima luz posible. Como mínimo las fachadas tenían tres amplias ventanas. Los anchos de fachada solían ir en múltiplos de 7,5 m (25 pies) por los tamaños de los lotes

de terreno. La fachada principal estaba realizada con una estructura porticada de columnas y vigas de hierro de fundición recubiertos con paneles decorativos de fundición atornillados a la estructura (Figuras 5.2.8 y 5.2.9). La decoración y ritmo de los elementos de fachada tendían a imitar palacios venecianos, o edificios del estilo imperial francés, o incluso a edificios de la Grecia clásica. En el interior, los edificios solían ser espacios diáfanos con techos altos de una altura de entre 3,5 y 4 metros (Figura 5.2.10).

En cuanto a su estructura, eran una evolución de los edificios resueltos con muros de carga. Los edificios de fundición se resolvían con fachadas con una estructura completa de columnas y vigas de fundición (Figura 5.2.3) y espesos muros de ladrillo en sus medianeras. Las fachadas traseras, cuando no eran vistas o recaían en una calle secundaria, solían ser también de muros de ladrillo. Los forjados se realizaban con viguetas de madera de una sección considerable, con una escuadría típica de 35 por 7 cm, y un espaciado entre ellas de 40 cm, soportadas por los muros medianeros; o bien, si el edificio tenía más de 7,5 m de anchura, se apoyaban en líneas intermedias de vigas y columnas de madera o fundición. Las vigas de forjado eran secciones considerables de madera, en torno a 30 por 30 cm. Las columnas eran de fundición en las plantas bajas, planta baja y sótano, y de madera en las plantas altas. Tanto la fachada delantera y trasera estaban prácticamente exentas de carga de los forjados por lo que solamente tenían que soportar su propio peso (Figura 5.2.4)²⁰.



135 GREENE STREET - PLANTA TÍPICA

Figura 5.2.4: Planta típica de un edificio con fachada de fundición en Nueva York situado en 135 Greene Street. La fachada principal está realizada totalmente con elementos de fundición (columnas, vigas, paneles, cornisas, etc.). El resto de fachadas son de fábrica de ladrillo. Los forjados son soportados por los muros medianeros y por la línea intermedia de columnas. Plano del autor

Los edificios eran robustos, pensados para soportar grandes cargas en los forjados. No obstante, uno de sus inconvenientes era su poca resistencia frente a cargas horizontales. Al estar las fachadas resueltas con elementos porticados de fundición en lugar de sólidos muros, estos edificios eran sensibles frente a esfuerzos horizontales de sismo y viento

20 Datos obtenidos por el autor en base a más de 20 edificios de fundición que ha tenido acceso desde su trabajo como ingeniero restaurador.

(Figura 5.2.5). Las conexiones entre vigas y columnas no eran conexiones rígidas, por lo que no podían desarrollar la resistencia necesaria para actuar como nudos rígidos. Además, los edificios no estaban estructuralmente diseñados sino que se basaban en fórmulas empíricas y en manuales de edificación que estaban disponibles en el momento. También se sumaba el hecho de que la ciudad de Nueva York no tuvo unas ordenanzas completas hasta finales del siglo XIX, por lo que el diseño y las cargas aplicables eran a en ocasiones arbitrarias. Afortunadamente, los edificios no eran excesivamente esbeltos, la relación anchura-altura no solía superar 1:3, y solían estar adosados por lo que no estaban expuestos a grandes cargas de viento.

El primer ejemplo que se conoce de edificio de fundición con fachada completa fue construido en 1848 por James Bogardus en el número 183 de Broadway. Bogardus fue el más ferviente promotor del uso del hierro de fundición para edificios aunque su papel fue el de ingeniero e inventor más que el de constructor.

La segunda mitad del siglo XIX en los Estados Unidos fue un periodo de rápido crecimiento económico. En Nueva York, eso conllevó a una intensa competición en el mundo empresarial donde cada compañía intentaba mostrar su riqueza y que sus productos eran mejores que los de la competencia. Los edificios comerciales al estar situados en la trama urbana eran el escaparate y la cara visible de la empresa. Es por ello que las empresas se esmeraban en realizar edificios prominentes normalmente inspirados en la arquitectura clásica y renacentista cuyas fachadas se erigían, si podían permitir el coste, con

pedra labrada (Figura 5.2.1). Si una empresa no tenía el suficiente dinero para construir un edificio mejor que el de la competencia, se empleaban métodos para que lo imitara lo más fielmente posible. Es aquí donde los edificios con fachadas de fundición encontraron su nicho de mercado. En sus inicios, las fachadas de estos edificios eran utilizadas para imitar estructuras labradas de granito y mármol a un coste menor. La fundición permitía realizar un gran nivel de detalle, se podían fabricar columnas estriadas, capiteles desde



Figura 5.2.5: Edificio de fundición situado en Canal Street en la ciudad de Nueva York construido en 1868. Fotografía del autor.

simples toscanos a complejos corintios, cornisas, almohadillados, así como todo tipo de ornamentos en las fachadas (Figura 5.2.6).

La proliferación de estos edificios tuvo su momento álgido en las décadas de 1870 y 1880 llegándose a construir cientos de edificios en la ciudad. Por ejemplo, Griffith Thomas, uno de los arquitectos más importantes de la ciudad, diseñó todos sus edificios comerciales con fachadas de fundición a partir de 1869 [Landmark's Report, 1973, p. 61]. El avance de la industria metalúrgica iba consiguiendo que el hierro fuera cada vez más asequible por lo que también colaboró en el desarrollo de esta tipología de edificios. En estas décadas apenas había diferencia en coste entre una fachada simple de albañilería y una con elementos de fundición [Landmark's Report, 1973, p.12], con la ventaja de que las fachadas de fundición permitían mayor luz, mayor ornamento y mayor rapidez de ejecución. Parece evidente que un empresario a la hora de elegir entre una fachada sencilla de albañilería o entre una fachada con la grandeza de los edificios de París o Venecia a prácticamente el mismo precio, se decantaría con el edificio con mayor majestuosidad.



Figura 5.2.6: Haughwout Building (1857). Fotografía de los detalles ornamentales que se podían conseguir en un edificio de fundición. Fotografía del autor (2015)

Otra ventaja de los edificios de fundición era que permitían realizar cualquier diseño propuesto por los arquitectos, o bien, los arquitectos podían elegir entre los diseños que las fundiciones ofrecían a través de sus catálogos con el consiguiente ahorro económico. Entre los catálogos más completos estaba el de la fundición Daniel D. Badger publicada en 1865, que mostraba una gran variedad de edificios construidos por la compañía y un gran surtido de detalles y piezas [Badger, 1865, pp. 23-35].

A partir de la década de 1890 las fachadas de fundición dejaron de utilizarse por diferentes razones. Por un lado, la aparición del acero en la construcción de edificios desplazó al hierro de fundición como material estructural. En esa época ya se había comprobado la

poca eficacia del hierro de fundición frente al fuego por lo que las ordenanzas ponían más restricciones para este material. Por otro lado, conforme los edificios ganaban altura la utilización de paneles de fundición para su uso en fachadas fue reemplazado por piezas de arcilla cocida, conocida en Estados Unidos como “terracotta”. Los nuevos métodos industriales permitían fabricar piezas decorativas de arcilla cocida a nivel industrial que hasta ahora no había sido posible. La arcilla cocida para fachadas podía tener un aspecto de piedra labrada al igual que los paneles de fundición, además que era más ligera, tenía mejor comportamiento ante el fuego y tenía un coste menor que los paneles de fundición.



Figura 5.2.7: Puck Building (1886) situado en 295-307 Lafayette Street. Es un ejemplo de Richardsonian Romanesque. Fotografía del autor (2015).

Otro factor que provocó el desuso de los edificios con fachadas de fundición fue una corriente arquitectónica surgida en Estados Unidos que se inspiraba en edificios románicos de los siglos XI y XII (Figura 5.2.7). Esta tendencia daba prevalencia a las fábricas de albañilería sólidas y potentes en lugar de la ligereza que se buscaba anteriormente con los edificios de fundición. Este estilo de edificios vino promovida por el arquitecto de Boston Henry Hobson Richardson y se bautizó como el “románico richardsoniano²¹” (Richardsonian Romanesque).

Aunque la idea inicial de los edificios de fundición era su mayor resistencia frente al fuego, la realidad es que este tipo de edificios demostró ser incluso más sensible al fuego que los tradicionales edificios de albañilería. Los edificios de fundición generalmente empleaban los elementos de fundición en sus fachadas principales y en las columnas visibles desde la calle. El resto de la estructura todavía se realizaba con forjados de madera, por lo que seguían siendo, en gran parte, combustibles. Además, el hierro de fundición, como cualquier tipo de hierro, se expande cuando se somete a altas temperaturas. Esto provocó incluso que edificios de fundición cercanos a incendios colapsaran a causa de la expan-

21 Traducción del autor.

sión térmica que provocaba que las vigas se vieran empujadas fuera de sus apoyos provocando su fallo [Friedman, 1995, p. 37].



Figura 5.2.8: Fotografía de detalle de una fachada de fundición en un edificio de Broadway, New York. Fotografía: Marie Ennis (2010)



Figura 5.2.9: Fotografía en sección de una fachada de fundición. Las ménsulas ancladas a las columnas de fundición soportan la cornisa de fundición. Fotografía: Marie Ennis (2010)

El hierro de fundición no era un material combustible aunque, su coeficiente de expansión y la pérdida de resistencia cuando se calienta no lo hacían un material adecuado para resistir el fuego sin un recubrimiento ignífugo y aislante. Este comportamiento del hierro de fundición frente al fuego era sabido en otros países con mayor tradición del uso de este material. Por ejemplo, en Inglaterra la normativa no habría permitido construir los edificios de fundición tal como se realizaron en Nueva York [Friedman, 1995, pp. 37-37].

Parece ser que la seguridad estructural de los edificios nunca fue la mayor preocupación de los empresarios de la ciudad. De hecho, esta temeridad permitió a partir de 1890 lanzarse a la construcción de rascacielos. El Tower Building (1889), situado en el número 50 en Broadway, está considerado como el primer rascacielos de Nueva York. Pese a no ser el edificio más alto, su esbeltez (1:7) y su estructura híbrida, realizada con estructura metálica y albañilería, no tenía precedentes en Estados Unidos y probablemente en el mundo.



Figura 5.2.10: Fotografía interior de un típico edificio de fundición. Edificio situado en Greene Street, Nueva York. Fotografía del autor (2015).

Hoy en día quedan en torno a 350 edificios de fundición en la ciudad concentrados principalmente en los barrios del SoHo y Tribeca. Los edificios estuvieron en uso hasta la década de 1940 cuando los comercios se vieron desplazados hacia otras zonas de la ciudad. Estos edificios se quedaron abandonados hasta que en la década de los 60 y 70 fueron ocupados por comunidades de artistas. Hoy en día son altamente cotizados para viviendas, oficinas, galerías de artes y tiendas de las mejores firmas de ropa.

5.3 El barrio del SoHo

El barrio del SoHo en la ciudad de Nueva York recibe el nombre por su situación al estar localizado al sur de Houston Street, *south of Houston*. El SoHo queda enmarcado a grandes rasgos por las calles Canal Street al sur, West Broadway al oeste, Lafayette Street al este y Houston Street al norte (Figura 5.3.1). Fue declarado barrio histórico por la comisión de patrimonio de la ciudad, la Landmark Preservation Commission, en 1973 con el sobrenombre de *cast-iron district* (distrito de los edificios de fundición) por albergar el mayor número de edificios con fachadas de fundición en el mundo. La declaración de patrimonio agrupa a cerca de 640 edificios distribuidos en unas 35 manzanas.



Figura 5.3.1: Barrio Histórico del SoHo declarado por la Landmarks Preservation Commission. Plano realizado por el autor. Plano base extraído de CADMAPPER.

El barrio del SoHo remonta sus orígenes a la época de fundación de la ciudad en el siglo XVII bajo el gobierno holandés. En sus orígenes estaba ubicado fuera del primer asentamiento de la ciudad, siendo zona de granjas y cultivos que la Dutch West India Company había otorgado a los esclavos negros [Phelps Stokes, 1915, p. 100]. Este asentamiento perduró durante los siglos hasta el siglo XIX, cuando el área paso a ser un barrio primero residencial y posteriormente comercial.

La calle Broadway, arteria principal que recorre el barrio del SoHo de norte a sur, se extendió hacia el norte de la ciudad en 1775 [Phelps Stokes, 1915, p. 995]. A finales de este siglo y principios del XIX, el área cercana al cruce entre Broadway y Canal Street empezó a atraer unas pocas empresas de manufactura. En 1809, la calle Broadway se pavimentó y se añadieron aceras, lo que permitió un gran desarrollo en la zona. Después de la Guerra de 1812²², una vez la economía se había recuperado, la actividad edificatoria en el barrio creció rápidamente. Familias de gente adinerada e influyente empezaron a asentarse a lo largo de la calle Broadway dándole al barrio un cierto prestigio. Esto arrastró a familias de clase media a ir también ocupando el barrio duplicando el número de residentes en el barrio entre 1815 y 1825 [Landmark's Report, 1973, p. 6].

Hasta 1850 el barrio siguió siendo principalmente residencial. A partir de entonces, empezó a cambiar rápidamente hacia un barrio comercial. En la década de 1850 Broadway pasó de ser una calle con casas residenciales y pequeñas tiendas, a un bulevar de grandes edificios con fachadas de mármol o paneles de fundición imitando a palacios venecianos. Los grandes escaparates mostraban a los viandantes los productos en venta. El éxito del centro comercial A.T. Stewart²³ en 1846, con un edificio de estilo palaciego con fachadas de mármol, impulsó el afloramiento de comercios con edificios similares. Grandes firmas como Tiffany & Co., Lord & Taylor, E. V. Hauhgwout, etc. no tardaron en erigir sus propios “palacios” a lo largo de Broadway.

La afluencia de gente atraída por los comercios también generó la construcción de grandes hoteles en el barrio como el Union Hotel, el City Hotel, la Prescott House, el Metropolitan y el gigantesco St. Nicholas Hotel que llegó a tener 1.000 habitaciones. Al mismo tiempo, proliferaron los teatros y las salas de música en el barrio, convirtiendo la calle de Broadway en el centro recreativo de la ciudad [Landmark's Report, 1973, p. 6 (2)].

22 Guerra que enfrentó a Estados Unidos contra Reino Unido para hacerse con el control de parte de las colonias canadienses bajo control Británico.

23 El edificio A.T. Stewart está situado en el 280 Broadway, al sur el barrio del SoHo.



Figura 5.3.2: Vista de Broadway hacia el norte desde Grand Street (cerca de 1870). Fuente: Irma and Paul Milstein Division of United States History, Local History and Genealogy, The New York Public Library. (1870). Manhattan: Broadway - Grand Street Retrieved from <http://digitalcollections.nypl.org/items/510d47dd-2778-a3d9-e040-e00a18064a99>

En los años posteriores, las estrechas calles adyacentes a Broadway empezaron a albergar también teatros, comercios y hoteles, ampliándose la zona recreativa hacia el este y el oeste. Había incluso guías turísticas de la zona. La gentrificación del barrio desplazó las familias de clase media ocupando sus edificios pequeñas empresas de manufactura. En la década de 1860 el barrio perdió un 25% de la población debido principalmente a la inseguridad en las calles alrededor de burdeles pero también debido al gran número de industrias y almacenes que seguían creciendo en el barrio.

La década de 1870 vino marcada por el Pánico de 1873 y los años de depresión financiera que duró hasta 1879. A partir de 1880, una vez la economía se había recuperado, las grandes industrias de manufactura y empresas textiles se asentaron en las calles paralelas a Broadway desplazando el carácter recreativo del barrio y transformándose en el epicentro de la industria mercantil de la ciudad [Landmark's Report, 1973, p. 7].

Al inicio del siglo XX, el centro de la industria mercantil se había desplazado hacia el norte de la ciudad arrastrando a las empresas más prominentes asentadas en el barrio. Los pequeños comercios y manufacturas permanecieron, pero al ser escasos, no evitaron que el

barrio cayera en decadencia hasta la década de 1960. En esta década, colectivos de artistas empezaron a ocupar los edificios. Los típicos edificios de fundición eran espacios amplios con techos altos, buena iluminación y con alquileres muy bajos, por lo que pronto se convirtieron en el enclave del arte *underground* de la ciudad y también del país. En 1978, el barrio del SoHo contaba con cerca de cinco mil artistas. Por esa época los alquileres habían empezado a crecer vertiginosamente y el barrio se convirtió el objetivo de la especulación inmobiliaria después de ser declarado barrio protegido [Landmark's Report, 2010, p. 6].

Desde las últimas décadas del siglo XX hasta la actualidad, el barrio del SoHo alberga prestigiosas galerías de arte, tiendas de las grandes firmas de ropa y lujosos apartamentos, combinándolo con el carácter de contracultura de los 60 y 70 (Figura 5.3.3).



Figura 5.3.3: Vista de la Calle Greene Street con los característicos edificios de fundición. Fotografía del autor (2016)

5.4 El barrio de Tribeca.

Otro barrio que acogió gran número de edificios de fundición fue el barrio de Tribeca situado al sur del barrio del SoHo. El barrio de Tribeca recibe este peculiar nombre al estar ubicado en el triángulo al sur de Canal Street, *triangle below Canal Street*. El barrio queda definido entre las calles Broadway al este, Canal Street al norte, el río Hudson al oeste y Vesey Street al sur.

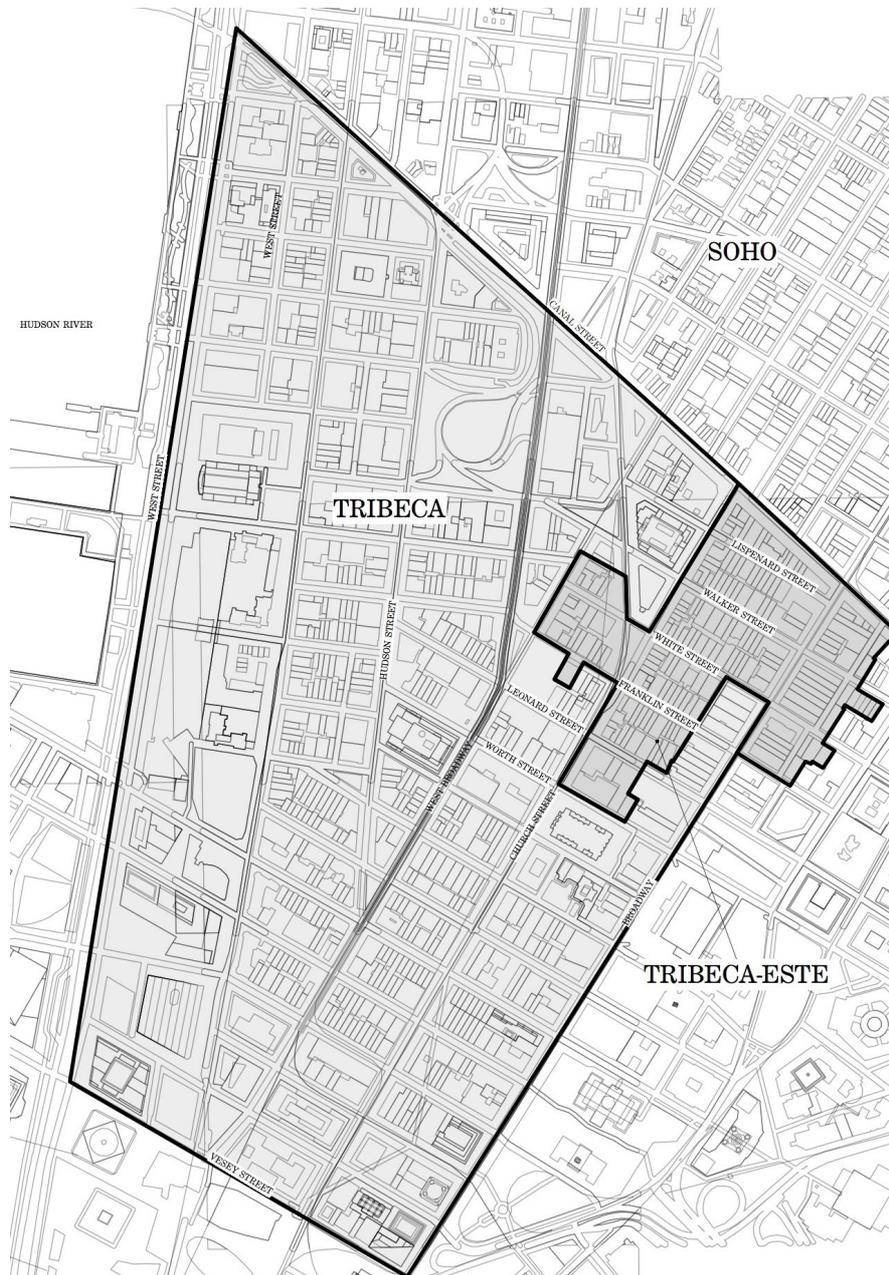


Figura 5.4.1: Barrio de Tribeca. A la derecha la sección del barrio denominado Tribeca-Este. Plano realizado por el autor. Plano base extraído de CADMAPPER.

La historia de este barrio tiene sus semejanzas con el barrio de SoHo. Tribeca comenzó siendo un barrio residencial modesto a principios del siglo XIX. En 1810, la mayoría de calles que formaban el barrio ya se habían establecido. Después del incendio de la zona

comercial de Pearl Market en 1835, los comerciantes buscaron una zona cerca de los accesos marítimos. Al crecer la ciudad hacia el norte, los comerciantes se ubicaron en la zona de la actual Tribeca desplazando su carácter residencial. Varios de los edificios residenciales se adaptaron a edificios comerciales convirtiendo sus plantas bajas en escaparates los cuales se solían realizar con elementos de fundición (Figura 5.4.2).



Figura 5.4.2: Vista de las calle Lispenard Street en el barrio de Tribeca mostrando los edificios residenciales convertidos en edificios comerciales con escaparates en planta baja (1928). Fuente: Irma and Paul Milstein Division of United States History, Local History and Genealogy, The New York Public Library. Manhattan: Lispenard Street - Church Street

A partir de 1850, con el crecimiento de la industria textil en la zona, se construyeron varios edificios de almacén, manufactura y tiendas. Estos primeros edificios eran de 5 plantas de altura y con fachadas de piedra o mármol con decoración estilo palacio veneciano en semejanza all edificio de la A.T. Stewart (1846) ubicado al sur del barrio [Landmark's Report, 1992, pp. 10-11].

En la década de 1860, el área del este de Tribeca fue profundamente transformada por el rápido crecimiento de la industria textil. A principios de la década, docenas de nuevos edificios fueron construidos, aunque durante la Guerra Civil Americana (1861-1865) la actividad en el barrio se ralentizó. A finales de la guerra, la industria textil en el barrio no solamente se había recuperado, sino que había salido fortalecida. Así pues, entre 1866 y 1869 fueron los años con más actividad edificatoria. La industria textil movía una cantidad de dinero sin precedente en ningún lugar del mundo y esto se reflejó en los nuevos edificios que se construyeron utilizando los materiales más caros, como el mármol y piedra tallada, para sus fachadas (Figura 5.4.3). No obstante, estos edificios también utilizaban columnas y vigas de fundición en sus plantas bajas no solamente como escaparates, sino también para facilitar la entrada y salida de mercancía.



Figura 5.4.3: Fotografía de la esquina entre las calles Broadway (izquierda) y Walker (derecha) donde se aprecian los edificios con fachadas de mármol (izquierda) con los de fundición (derecha). Fuente: Irma and Paul Milstein Division of United States History, Local History and Genealogy, The New York Public Library. (1939). Manhattan: Broadway - Walker Street Retrieved from <http://digitalcollections.nypl.org/items/510d47dd-2764-a3d9-e040-e00a18064a99>

A partir de 1870, la actividad edificatoria en la zona empezó a decaer principalmente por el Pánico Financiero de 1873. Entre 1870 y 1879 apenas se construyeron una docena de edificios en el barrio. La última fase constructiva del barrio empezó a finales del siglo XIX con la introducción de edificios en altura para oficinas. Con el creciente uso del ascensor y el rápido desarrollo de la construcción en acero, los edificios de fundición perdieron popularidad y practicidad para su uso en oficinas. Aun así, hasta 1913 gran parte de la industria en el barrio se mantuvo en activo aunque poco a poco fue perdiendo su carácter industrial y comercial [Landmark's Report, 1992, p. 14].

A principios de 1970 colectivos de artistas empezaron a asentarse en los edificios vacíos, que al igual que en el barrio del SoHo, ofrecían grandes espacios bien iluminados. Posteriormente, los edificios se empezaron a transformar en cooperativas residenciales. A fecha de hoy, Tribeca es un barrio principalmente residencial con una gran cantidad de edificios históricos. En su zona este el 75% de los edificios fueron construidos en la segunda mitad del siglo XIX.

5.5 Investigación y macroanálisis de los edificios de fundición

El Crystal Palace de Nueva York fue concebido para albergar la Exposición Internacional de 1853. Al ser un edificio concebido para un evento no existen ejemplos de edificios con estructuras similares en Estados Unidos. Los edificios de fundición serían el taller de pruebas para el rápido desarrollo de las estructuras metálicas a partir de 1890.

En el presente capítulo se analizan los datos obtenidos de una intensa investigación de los edificios de fundición, que comprendan fachadas completas o parciales de fundición, en la ciudad de Nueva York. Se ha focalizado la investigación en los barrios SoHo y la zona este de Tribeca por ser donde se concentra más del 50% de estos edificios.

En el estudio se han catalogado los edificios de fundición construidos entre 1850 y 1890, registrando datos como: La dirección, el número de plantas, la anchura o número de ventanas en fachada, el arquitecto e ingeniero que lo diseñó, la fundición (*iron works*) que realizó la estructura, la fecha de inicio y de finalización y el uso original del edificio. Así como, el nombre del propietario, el constructor, si está demolido y cualquier otra información relevante. Se ha podido obtener con éxito la mayoría de datos básicos de los edificios aunque otros datos no siempre se han podido hallar.

Se han catalogado un total de 430 edificios cuyos datos se han introducido en una base de datos. Con los datos se ha realizado un macroanálisis donde se sintetizan en forma de gráfico y tablas los datos obtenidos. Los objetivos principales han sido averiguar el número de edificios de fundición construidos en cada año, trazar la evolución de su esbeltez, contabilizar los edificios construidos por cada fundición y averiguar cuales eran las duraciones medias de la construcción en cada periodo. Por otro lado, se han recogido cualquier dato relevante sobre los edificios como nombres de los propietarios, arquitectos, ingenieros, etc.

Se ha tomado como fecha de inicio 1850, ya que los edificios con estructura de fundición anteriores eran una rareza, encontrándose solamente unos pocos ejemplos. A partir de entonces, las estructuras metálicas de fundición se convertirían en la tecnología edificatoria más avanzada de su tiempo. La fecha de 1890 se fija debido a que con posterioridad a esta fecha, los edificios con fachadas de fundición fueron desplazados por los edificios con esqueleto de acero (*steel frame buildings*).

Fuentes de información: La información se ha obtenido de:

1. Los informes de la Landmarks Preservation Commission, que en 1973 [Landmark's Report, 1973], 1992 [Landmark's Report, 1992] y 2010 [Landmark's Report, 2010] hicieron exhaustivos reportajes de estos barrios.
2. Los archivos municipales del Department of Records de la ciudad de Nueva York, que tienen registrados las fechas de construcción, los nombres de los constructores, arquitectos, etc.

3. Los archivos de la biblioteca municipal de Nueva York (New York Public Library).
4. Los archivos de la biblioteca Avery Architectural Library de la Columbia University.
5. Los archivos de la biblioteca del Congreso de los Estados Unidos (Library of Congress).
6. Numerosas visitas a los barrios y los edificios a los cuales se ha tenido acceso para investigar y recoger cualquier información relevante.

Tesis doctoral: Gabriel Pardo

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICIÓN EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890													
	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Use of commencement	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
40	476 Broadway, New York, NY 10013	476 Broadway		SoHo			1872	Richard Morris Hunt					Cast Iron Facade
41	478 - 482 Broadway, New York, NY 10013	478 - 482 Broadway		SoHo		06/26/1873	01/31/1874	Richard Morris Hunt				Roosevelt Hospital	Cast Iron Facade
42	484 Broadway, New York, NY 10013	484 Broadway		SoHo		06/04/1879	12/20/1879	J. Weaver & Sons			J. Weber & Sons	J. J. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
43	501 Broadway, New York, NY 10012	501 Broadway		SoHo			02/07/1900						
44	503 - 505 Broadway, New York, NY 10012	503 - 505 Broadway	74 - 76 Mercer St.	SoHo		06/20/1878	02/26/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Facade
45	507 - 509 Broadway, New York, NY 10012	507 - 509 Broadway	78 - 80 Mercer St.	SoHo		07/22/1878	02/12/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Facade
46	511 Broadway, New York, NY 10012	511 Broadway	82 Mercer St.	SoHo		07/26/1878	02/26/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Facade
47	521 - 523 Broadway, New York, NY 10012	St Nicholas Hotel		SoHo			1884	J. B. Snook				D. H. Haight	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
48	484 Broadway, New York, NY 10012	484 Broadway		SoHo			1866	-		J. Nicholas		Thomas Wells	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
49	498 - 500 Broadway, New York, NY 10012	498 - 500 Broadway		SoHo			1859	-		J. L. Jackson Iron Works		W. B. Lawrence	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
50	502 - 504 Broadway, New York, NY 10012	502 - 504 Broadway		SoHo			1860	Kellum & Son				Homer Botwick	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
51	506 Broadway, New York, NY 10012	506 Broadway		SoHo			1866	-				Daniel D. Badger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
52	510 Broadway, New York, NY 10012	510 Broadway		SoHo		07/03/78	09/12/78	Wm. Bloodgood		Excelsior Iron Works		Freeman & Bloodgood	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
53	537 - 539 Broadway, New York, NY 10012	537 - 539 Broadway	98 - 112 Mercer St.	SoHo		09/11/1868	04/20/1869	Charles Mortman				Gilroy & Boneman	Cast Iron Facade
54	548 Broadway, New York, NY 10012	548 Broadway		SoHo		02/13/1865	12/13/1865	Samuel A. Warner				Samuel Insull	Cast Iron Facade
55	550 Broadway, New York, NY 10012	550 Broadway		SoHo			1854	R. G. Hatfield				Charles F. Moulton	Cast Iron Facade
56	552 Broadway, New York, NY 10012	552 Broadway		SoHo			1855	J. B. Snook				Daniel D. Badger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
57	554 Broadway, New York, NY 10012	554 Broadway		SoHo			1855	J. B. Snook				Daniel D. Badger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
58	556 Broadway, New York, NY 10012	556 Broadway		SoHo			1855	-				Daniel D. Badger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
59	569 - 575 Broadway, New York, NY 10012	569 - 575 Broadway		SoHo		03/28/1881	03/29/1882	Thomas Starr		Heurtemagn & Co.	James Webb & Sons	J. J. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
60	577 Broadway, New York, NY 10012	577 Broadway	148 Mercer St.	SoHo			1860	-				Estate of Mrs. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
61	579 Broadway, New York, NY 10012	579 Broadway	150 Mercer St.	SoHo			1860	-				Estate of Mrs. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
62	581 Broadway, New York, NY 10012	581 Broadway	152 Mercer St.	SoHo			1860	-				Estate of Mrs. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
63	583 Broadway, New York, NY 10012	583 Broadway	154 Mercer St.	SoHo			1860	-		Jackson & Throckmorton Iron Works		Alfred Stuyvesant	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
64	583 Broadway, New York, NY 10012	583 Broadway	156 Mercer St.	SoHo			1860	-		Jackson & Throckmorton Iron Works		Edward Jones	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
65	600 - 602 Broadway, New York, NY 10012	600 - 602 Broadway		SoHo		03/14/1883	01/31/1884	Samuel A. Warner				Elizabeth W. Astor	Cast Iron Facade
66	433 Broome Street, New York, NY 10013	433 Broome St.		SoHo			1870	-				Lambert Stuydam	Cast Iron Facade
67	435 Broome Street, New York, NY 10013	435 Broome St.		SoHo		06/03/1873	10/24/1873	W. A. Potter			Richard Deever	Catherine Wilkins	Cast Iron Facade
68	438 Broome Street, New York, NY 10013	438 Broome St.		SoHo		05/20/1885	11/20/1885	E. Kilpanck				Jane Major	Cast Iron Facade
69	448 Broome Street, New York, NY 10013	448 Broome St.		SoHo		06/26/1871	07/26/1872	Vaux & Withers				James Stewart	Cast Iron Facade

Figura 5.5.1: Muestra de la base de datos realizada por el autor para realizar el estudio de los edificios de fundición. Recogida en el Anexo II.

De los 430 edificios de fundición registrados, 258 tenían fachada de fundición en la planta baja, similar al edificio visto en Figura 5.2.1, y 172 tenían fachada completa de fundición, similar al edificio visto en Figura 5.2.2. De los 172 edificios con fachada completa de fundición 140 estaban situados en el barrio del SoHo y solamente 32 estaban situados en el barrio de Tribeca. En torno a un 99% de los edificios catalogados todavía se conservan. Según una de las mayores expertas en edificios de fundición, Margot Gayle, existen actualmente en la ciudad alrededor de 350 edificios con fachadas completas de fundición. Por lo que la muestra recogida en la presente investigación cuenta con más de un 50% de estos edificios.

A continuación se presentan varios gráficos y tablas resumiendo los datos obtenidos. La información completa con todos los datos se encuentra en la tabla excel en el Anexo II.

Datos de partida del estudio

Tipos de edificios: Edificios de fundición con fachada completa o parcial de fundición.

Periodo abarcado:	1850 – 1890
Ciudad:	Nueva York.
Barrios:	SoHo y Tribeca-Este
Número total de edificios estudiados:	430
Número de edificios con fachada completa de fundición:	172
Número de edificios con fachada parcial de fundición:	258
Número de fundiciones que construyeron los edificios:	33



Gráfico 5.1: Número de edificios con fachada completa frente a edificios con fachada parcial en cada barrio. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211 y constantes visitas a los barrios.

Evolución de la cantidad de edificios construidos en el periodo abarcado.

Número de edificios de la muestra: 430 (172 + 258)
Periodo abarcado: 1850 - 1890
Tipos de edificios: Edificios con fachada completa y parcial de fundición

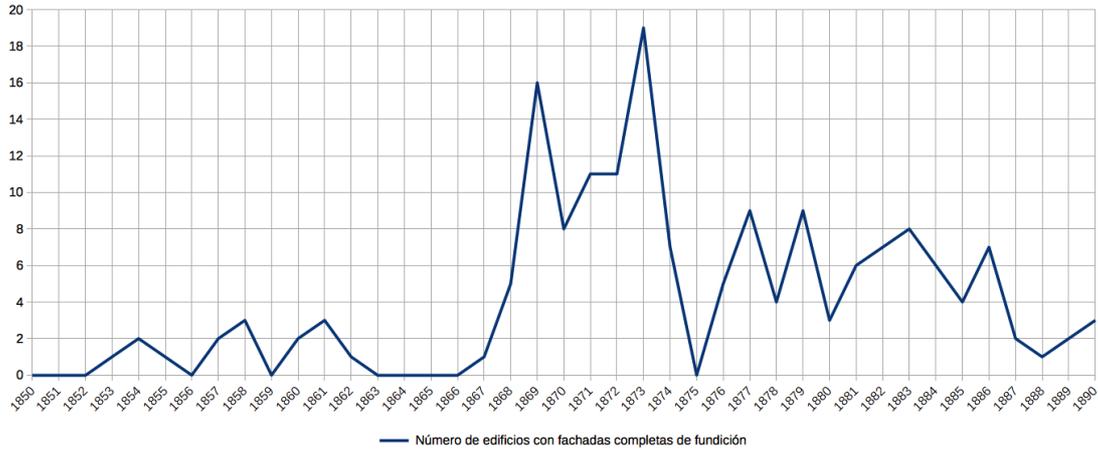


Gráfico 5.2: Cantidad de edificios construidos con fachada completa de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

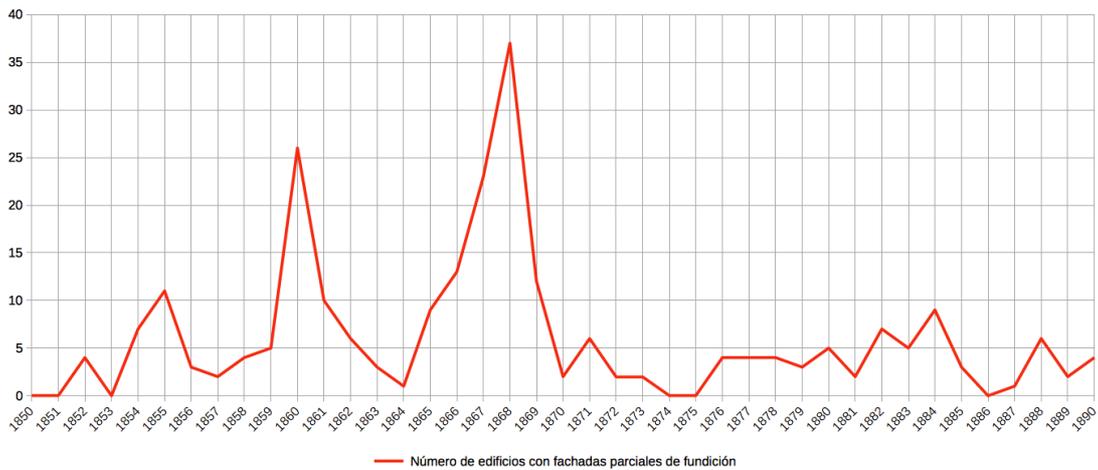


Gráfico 5.3: Cantidad de edificios construidos con fachada parcial de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

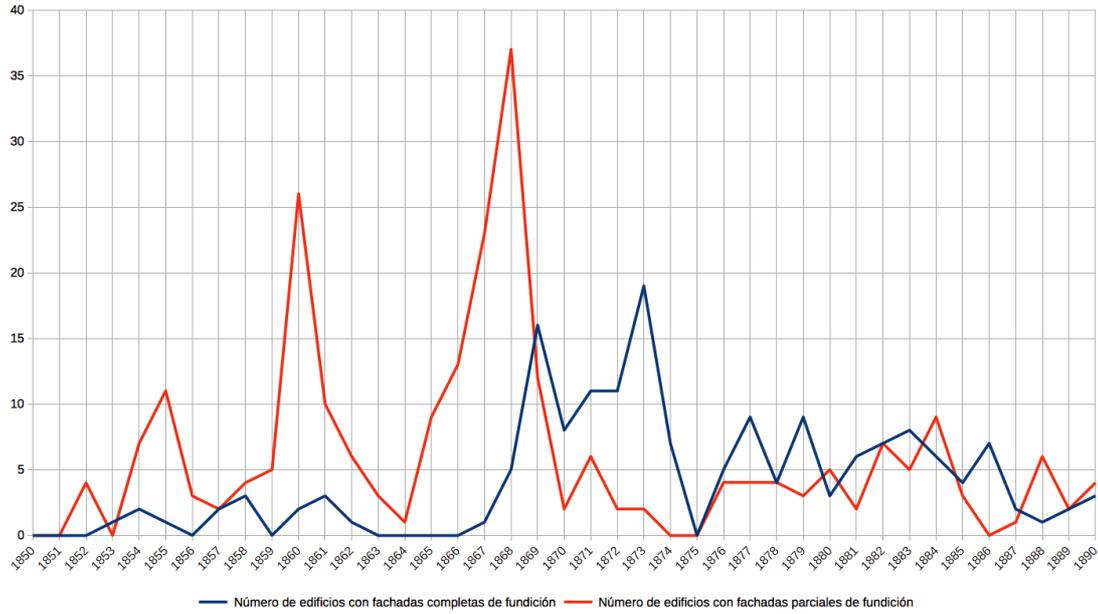


Gráfico 5.4: Cantidad de edificios construidos con fachada completa y parcial de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

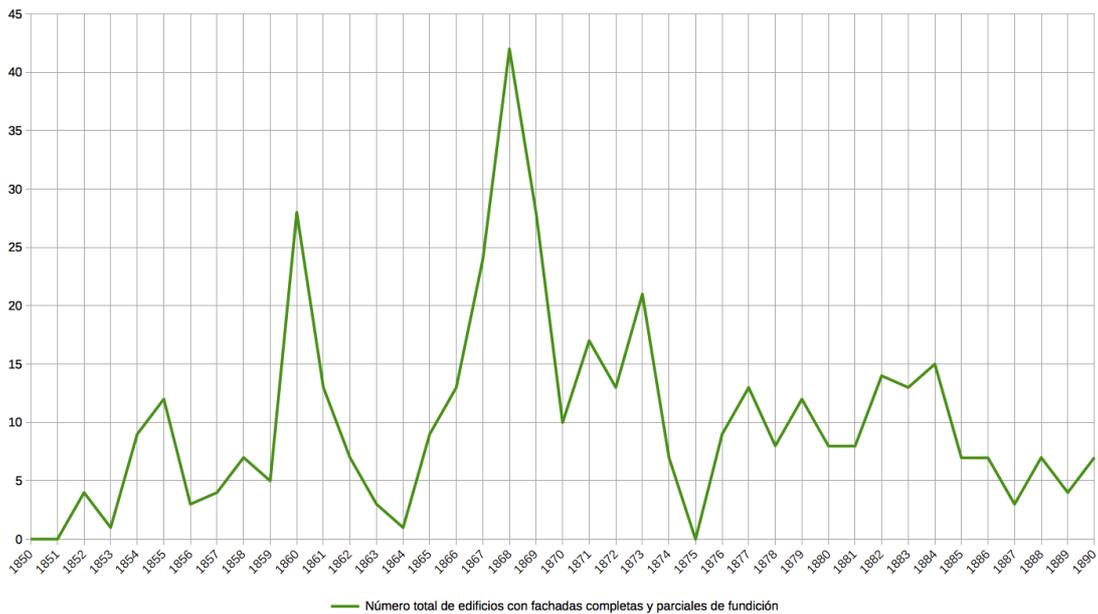


Gráfico 5.5: Total de edificios con fachada completa y parcial de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

Estudio de la esbeltez en los edificios.

Número de edificios de la muestra:	165
Periodo abarcado:	1850 - 1890
Tipos de edificios:	Edificios con fachada completa de fundición
Notas:	Cuando las alturas no se conocían se ha asumido una altura de entre plantas de 3.95 m y una anchura de múltiplos de 7.5 m al ser estas las medidas más comunes.

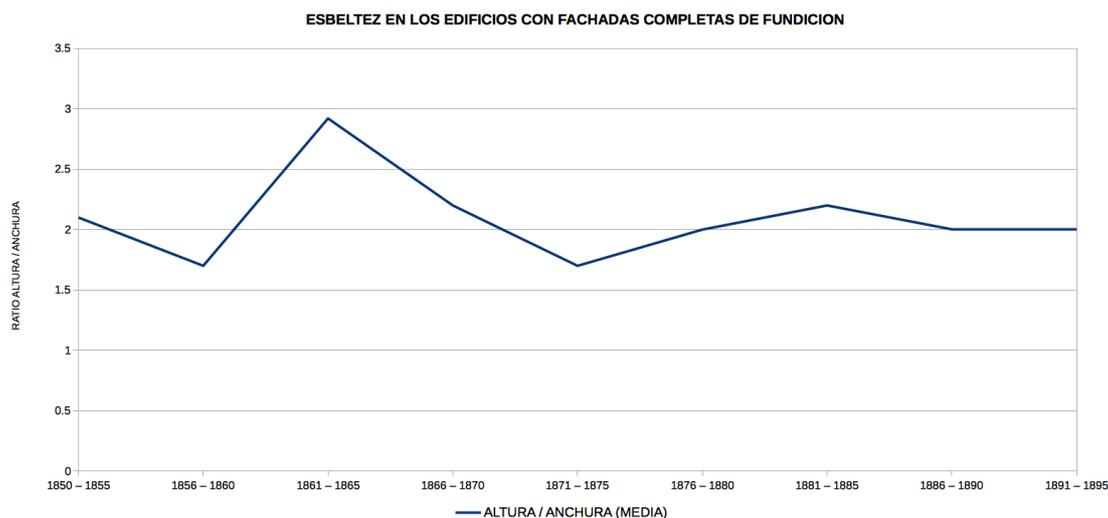


Gráfico 5.6: Esbeltez de los edificios con fachadas completas de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

	Máx. Esbeltez (anchura / altura)	Edificio	Año	Arquitecto
1850 - 1855	1.6	550 Broadway	1854	R. G. Hatfield
1856 - 1860	2.6	75 Murray Street	1858	King & Kellum
1861 - 1865	5	85 Leonard Street	1861	James Bogardus
1866 - 1870	4	393 Broadway	1869	Nicholas Whyte
1871 - 1875	4	82 Franklin Street	1871	Thomas R. Jackson
1876 - 1880	3.9	472 Broadway	1878	William H. Cauvet
1881 - 1885	3.1	545 Broadway	1885	Samuel A. Wagner
1886 - 1890	3.1	130 Greene Street	1889	Richard Berger
1891 - 1895	2	113 - 121 Prince Street	1891	Cleverdon & Putzel

Tabla 5.1: Edificios con la mayor esbeltez situado en los barrios bajo estudio. Tabla realizada por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

Duración de la construcción en los edificios.

Número de edificios de la muestra: 117 fachada completa y 48 fachada parcial
Periodo abarcado: 1869 - 1892
Tipos de edificios: Edificios con fachada completa y parcial

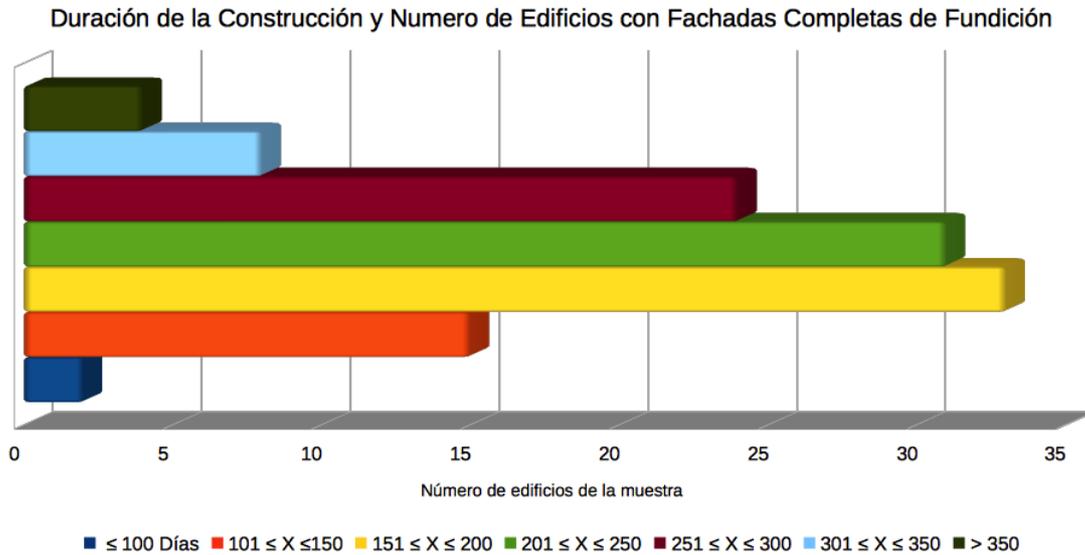


Gráfico 5.7: Agrupación de edificios por tiempos de construcción. Fachadas completas de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

Estudio Tiempos de Construcción en Edificios con Fachadas Completas de Fundición

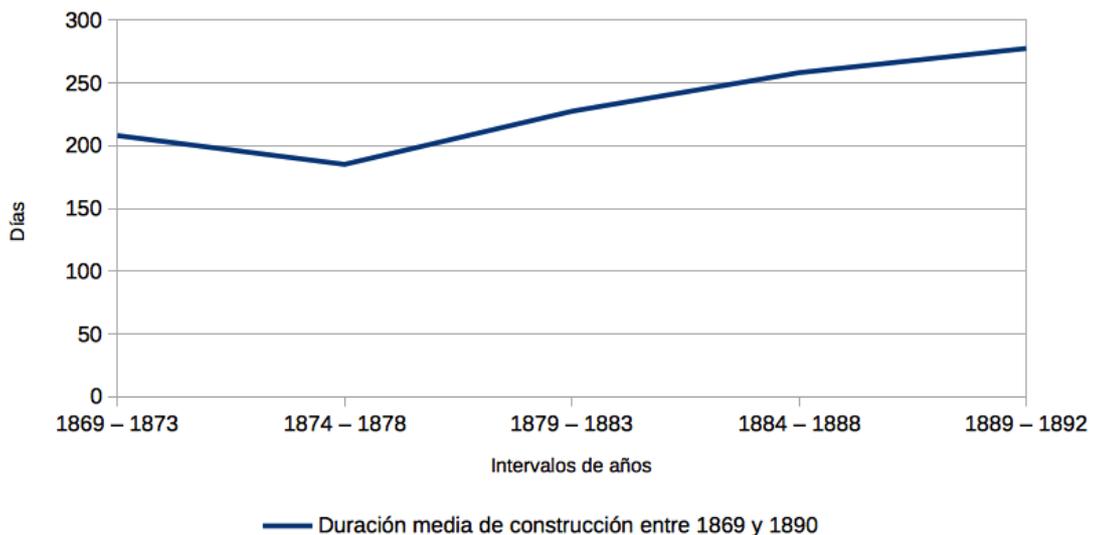


Gráfico 5.8: Evolución de tiempos de construcción a lo largo de los años. Fachadas completas. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

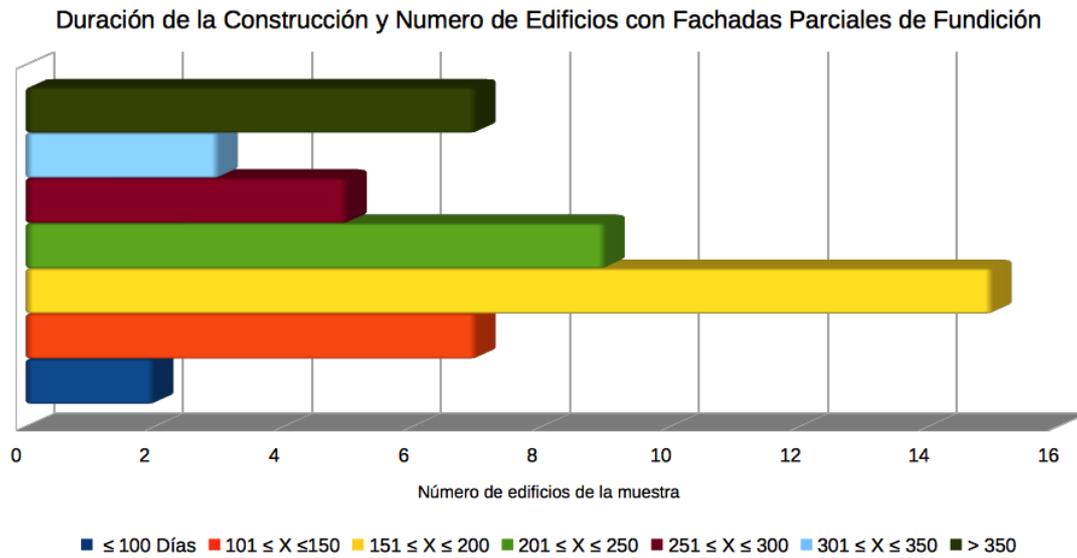


Gráfico 5.9: Agrupación de edificios por tiempos de construcción. Fachadas parciales de fundición. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

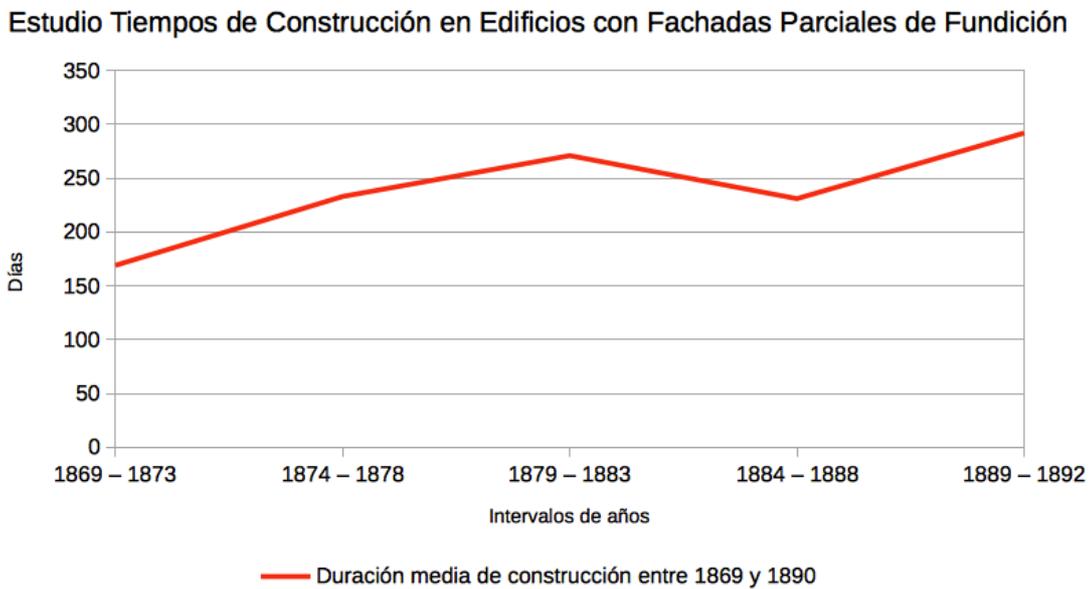


Gráfico 5.10: Evolución de tiempos de construcción a lo largo de los años. Fachadas parciales, Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

Estudio Tiempos de Construcción en Edificios con Fachadas Completas y Parciales de Fundición

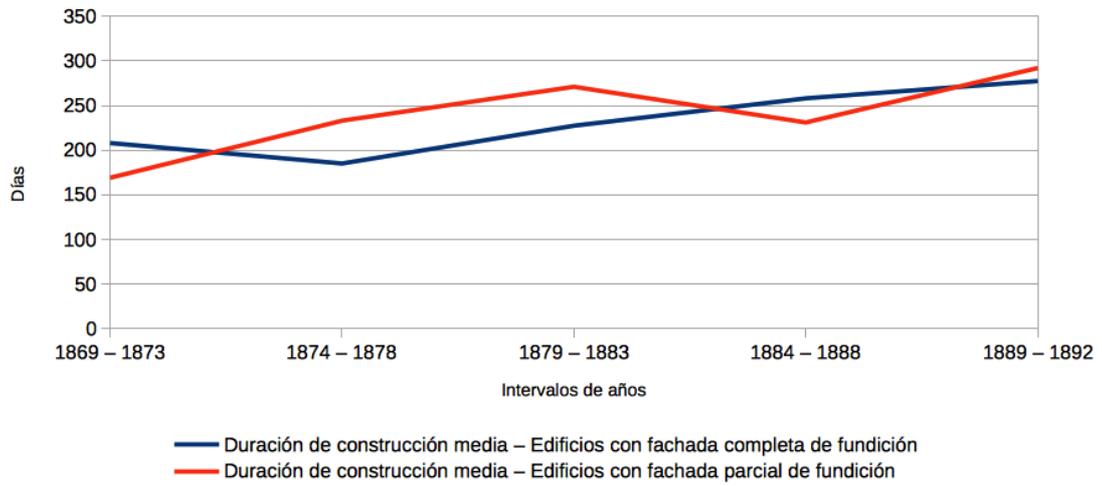


Gráfico 5.11: Evolución de tiempos de construcción a lo largo de los años. Fachadas completas y parciales. Gráfico realizado por el autor con los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

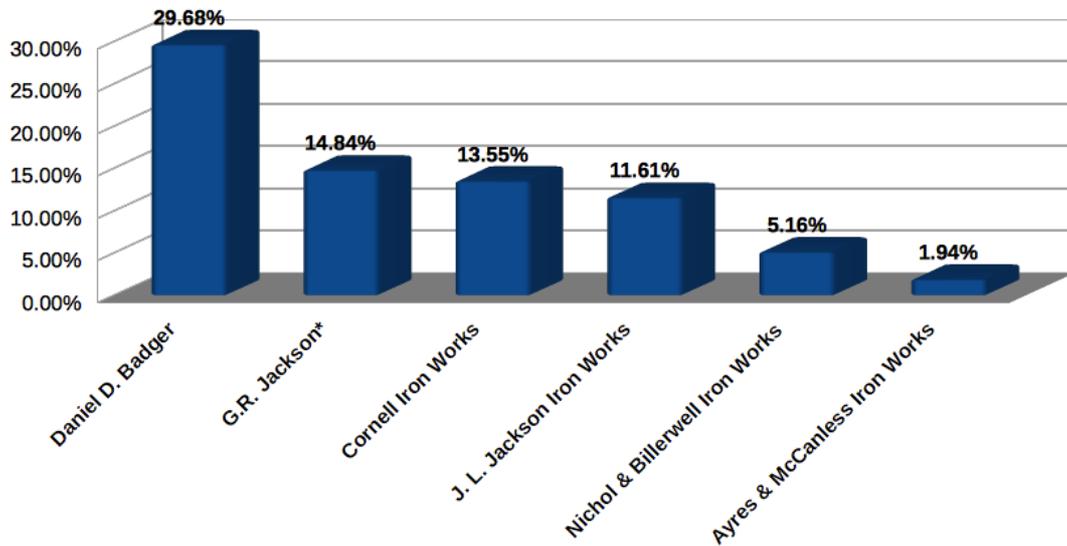
Estudio de las Fundiciones (Ironworks):

Número de edificios de la muestra: 155
 Periodo abarcado: 1850 - 1890
 Tipos de edificios: Edificios con fachada completa y parcial de fundición

FUNDICIONES RECOGIDAS EN LA INVESTIGACION

	Fundiciones	Otros posibles nombres
1	<i>A.J. Campbell Iron Works</i>	
2	<i>Aetna Iron Works</i>	
3	<i>Althaus Iron Works</i>	
4	<i>Architectural Iron Works</i>	<i>D. D. Badger</i>
5	<i>Atlantic Iron Works</i>	<i>G. R. Jackson</i>
6	<i>Ayres & McCanless Iron Works</i>	
7	<i>Bailey & DeBrevoise</i>	
8	<i>Boyce & McIntire Foundry</i>	<i>G. R. Jackson</i>
9	<i>Brooklyn's Novelty Iron Works</i>	
10	<i>C. Vreeland Iron Works</i>	
11	<i>Cheney – Hewlett Architectural Iron Works</i>	
12	<i>Cornell Iron Works</i>	
13	<i>Daniel D. Badger</i>	
14	<i>Excelsior Iron Works</i>	<i>G. R. Jackson</i>
15	<i>G. R. Jackson Burnet & Co.</i>	<i>G. R. Jackson</i>
16	<i>Geo. H. Toop Iron Works</i>	
17	<i>Heurelmann & Co.</i>	
18	<i>J. B. & J. M. Cornell</i>	<i>Cornell Iron Works</i>
19	<i>J. B. & W. W. Cornell Iron Works</i>	<i>Cornell Iron Works</i>
20	<i>J. L. Jackson Iron Works</i>	<i>J.L. Jackson</i>
21	<i>J. Nicholas</i>	
22	<i>Jackson & Throcmorton Iron Works</i>	<i>J.L. Jackson</i>
23	<i>Jackson Burnet Co.</i>	<i>G. R. Jackson</i>
24	<i>James Bogardus</i>	
25	<i>L. R. Case</i>	
26	<i>Lindsay, Graff & Megquier</i>	
27	<i>Long Island Iron Works</i>	
28	<i>Merklee & Nichol Iron Foundry</i>	
29	<i>Nichol & Billerwell Iron Works</i>	
30	<i>S. R. Ferdon Iron Works</i>	
31	<i>Z. S. Ayres Iron Works</i>	<i>Ayres & McCanless Iron Works</i>
32	<i>Tice & Jacob's</i>	
33	<i>West Side Architectural Iron Works</i>	

Tabla 5:2: Fundiciones (iron works) que participaron en la construcción de los edificios del presente estudio. Las diferentes fundiciones fueron cambiando de nombre a lo largo de la historia por ello se incluye la columna de la derecha. Tabla realizada por el autor a partir de los datos obtenidos de [Carstensen & Gildemeister, 1854, p. 66].



■ Porcentaje de edificios con fachada completa y parcial de fundición construidos

Gráfico 5.12: Porcentaje de edificios construidos por las fundiciones. Las fundiciones con menos de 1% de edificios construidos no se recogen por ser irrelevantes. Nótese que la fundición Daniel D. Badger, la J.L. Jackson y la Ayres & McCanless participaron en la construcción del Crystal Palace. Gráfico elaborado por el autor a partir de los datos obtenidos de las fuentes citadas en la página 211.

5.6 Análisis de los resultados

El análisis de los resultados del estudio de los edificios de fundición en los barrios del SoHo y Tribeca-Este son los siguientes:

1. El barrio del SoHo tiene un número similar de edificios con fachadas completas y fachadas parciales. En cambio el barrio de Tribeca-Este tiene 3.8 veces más edificios con fachadas parciales que con fachadas completas (Gráfico 5.1). De estos resultados se confirma que la vasta mayoría de edificios de fundición fueron construidos en el barrio del SoHo.
2. El número de edificios con fachada completa de fundición no arrancó con firmeza hasta 1867 (Gráfico 5.2). Anteriormente a esa fecha hay un número bajo de este tipo de edificios que empieza a partir de 1853-4 que coincide con la terminación del edificio del Crystal Palace. En los años próximos a la Guerra Civil Americana (1861-1865) la construcción de estos edificios prácticamente se detiene, creciendo abruptamente entre los años 1867 a 1874. Los efectos de la Crisis de 1873 parece causar la nula actividad en el año 1875 recuperándose en los siguientes años. En 1877 la actividad edificatoria se recuperaría, aunque no a los números previos a la Crisis. En los sucesivos años el número de edificios se mantendría equilibrado con una tendencia negativa hasta que en 1886 empezaría su decaída.
3. Los edificios con fachadas parciales de fundición empiezan a aumentar en número a partir de 1854 (Gráfico 5.3), año posterior a la finalización del Crystal Palace. En 1860 hay un gran aumento en el número de estos edificios que en pocos años caería rápidamente a consecuencia de la Guerra Civil. A partir de 1864 empieza una rápida ascensión en el volumen de edificios que alcanzaría su cénit en 1868 y decaería abruptamente en 1870. A partir de esta fecha, los edificios con fachadas parciales de fundición se mantendrían en un volumen bajo hasta 1890.
4. Comparando las gráficas de la evolución de los edificios con fachadas completas y parciales de fundición (Gráfico 5.4), cabe destacar el punto de corte de las dos gráficas en el año 1869. Hasta 1869 los edificios con fachadas parciales de fundición habían sido más numerosos que los de fachadas completas. A partir de entonces los edificios con fachadas completas de fundición serían mayoría, equilibrándose y yendo a la par a partir de 1880. Esto queda claramente reflejado en el gráfico 5.5, que con anterioridad a 1869, la gráfica sigue la trayectoria de los edificios con fachadas parciales, a partir de esa fecha el gráfico gobernante es el de las fachadas completas.
5. El estudio de la esbeltez de los edificios se ha limitado solamente a los edificios con fachadas completas de fundición ya que la estructura de los edificios con fachadas difieren muy poco de los típicos edificios con muros de carga y por lo tanto no son relevantes para el presente estudio. En cambio, los edificios con fachadas

completas de fundición puede aportar valiosa información para entender los posteriores edificios con esqueletos de acero.

En el gráfico 5.6 se muestra la esbeltez media en intervalos de cinco años. Se aprecia que la esbeltez, relación altura-anchura, es constante a lo largo de los años y se sitúa en torno a 2:1. En la década de 1860 aparece un incremento, aunque éste es debido en parte al escaso número de edificios construidos a principios de esa década. Por otro lado, el edificio más esbelto encontrado fue construido en 1861 por James Bogardus con una esbeltez de 5:1 (Tabla 5:1). El edificio de Bogardus no parece que tuviera una gran influencia para conseguir edificios más esbeltos ya que en los años posteriores no se superaría esta esbeltez de manera generalizada.

6. En los gráficos 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 y 5.11 se muestran los resultados del estudio de la duración de la construcción de edificios tanto de fachadas completas de fundición como de fachadas parciales. El estudio de los tiempos de construcción puede arrojar información sobre la evolución de la industria y la tecnología edificatoria en la ciudad. No se han encontrado registros del inicio de obras y terminación de edificios anteriores a 1869 ya que la oficina de registros de la ciudad no se estableció como tal hasta esa fecha.

En los edificios con fachadas completas de fundición casi el 90% de edificios se construyeron en menos de 300 días (10 meses) y el 40% en menos de 200 días (6,7 meses) (Gráfico 5.7). Teniendo en cuenta que estos edificios solían tener unas dimensiones considerables, derivadas de su uso comercial e industrial, son unos tiempos bastante sorprendentes. Normalmente los edificios se realizaban en los climas más cálidos del año, ya que los meses de invierno las bajas temperaturas de la ciudad no dejaría realizar muchos de los trabajos. Según los datos recogidos la gran mayoría de edificios comenzaban su construcción entre marzo y agosto. Analizando la evolución de los tiempos de construcción (Gráfico 5.7), hasta el año 1878 hay una tendencia a reducir la duración de la construcción por debajo de los 200 días. En los años posteriores la duración de la construcción de estos edificios va incrementado hasta superar los 250 días de media.

En los edificios con fachadas parciales de fundición en torno a un 80% se construyeron en menos de 300 días (10 meses), y en torno a un 50% de los edificios analizados se construyeron en menos de 200 días (6,7 meses) (Gráfico 5.9). En cuanto a la evolución en la duración, se aprecia en el gráfico 5.10 que va incrementando con el tiempo desde una media de 170 días en el periodo entre 1869 y 1873 hasta casi los 300 días de media a principios de 1890. Comparando la evolución de la duración de la construcción en los dos tipos de edificios se aprecia un el mismo incremento en ambos (Gráfico 5.11). Este incremento en el tiempo de construcción podría ser debido a que en un inicio estos edificios tenían un carácter más industrial y que fueron ganando en ornamento y detalles conforme se ponían de moda. Realizando un promedio del edificio típico con fachada completa

de fundición²⁴, se puede establecer que la duración media de la construcción de edificios con fachadas completas de fundición estaba entre 20 y 33 m²/día. La duración de la construcción de los edificios con fachadas parciales de fundición estaba entre 7,5 y 11,25 m²/día. Por su parte, el Crystal Palace, cuya superficie entre forjados y cubierta era en torno a 29.000 m², y cuya duración fue 10 meses -la mayoría en los meses fríos- tuvo un rendimiento de 97 m²/día.

7. Se han registrado hasta 33 fundiciones (*iron works*) diferentes que construyeron edificios con fachadas completas y parciales de fundición (Tabla 5:2). La fundición que más edificios construyó fue la Daniel D. Badger con cerca de un 30% de todos los edificios catalogados (Gráfico 5.12). Otras tres fundiciones, la G.R. Jackson, la Cornell y la J.L Jackson, construyeron entre un 12% y un 15% de edificios cada una. Cabe destacar que la Daniel D. Badger, la J.L. Jackson Iron Works y la Ayres & McCannless Iron Works participaron en la construcción del Crystal Palace en 1853. Estas tres fundiciones construyeron en torno a un 40% de todos los edificios catalogados repartiendo el otro 60% entre el resto de las 21 fundiciones²⁵. Analizando estos datos se confirma que las fundiciones que participaron en la construcción del Crystal Palace construyeron mayor cantidad de edificios con fachadas de fundición que las otras fundiciones.

24 Edificio de 15 m x 30 m en planta y 22 m de altura, dividido en 5 plantas más sótano. Superficie total 5 plantas x 450 m² = 2.250 m².

25 El total de fundiciones que se han encontrado son 33 aunque según se ha podido comprobar varias de las fundiciones fueron cambiando de nombre a lo largo del tiempo, por lo que el número total de fundiciones halladas es 24.

5.7 Casos de estudio: Restauración en edificios de fundición

El doctorando ha tenido ocasión de trabajar en múltiples edificios históricos realizados con estructura metálica a lo largo de la elaboración de la tesis gracias a su trabajo como ingeniero restaurador. La mayor parte de estos edificios son los comentados edificios de fundición aunque también se ha trabajado en edificios con otros sistemas estructurales.

Los edificios de fundición, junto con otros tipos de estructuras metálicas para edificios, se utilizaron ampliamente en la ciudad de Nueva York en la segunda mitad del siglo XIX, dejándose de utilizar entre finales del siglo XIX e inicios del siglo XX. Afortunadamente, todavía sobreviven una importante cantidad de edificios que en la actualidad están catalogados como edificios protegidos.

Este capítulo se centra en las intervenciones realizadas en los edificios de fundición, ya que son los edificios con una conexión más directa al edificio del Crystal Palace.

Los edificios con estructura de fundición eran estructuralmente muy similares a edificios realizados con muros de albañilería. En los edificios tradicionales de albañilería, los muros exteriores eran de carga con un espesor considerable por lo que proveían al edificio de estabilidad frente a cargas horizontales de viento. La estructura interior se resolvía con columnas y vigas de madera. En los edificios de fundición se sustituyó uno o varios de los muros exteriores por estructuras porticadas de columnas y vigas de fundición. En su interior, todavía se utilizaban forjados de madera aunque las columnas se sustituían por columnas de fundición en las plantas bajas.

Existen también edificios donde los forjados interiores se resolvían con viguetas de hierro y revoltones de ladrillo. Aunque estos son casos excepcionales de edificios que requerían mayores medidas contra incendios o recibían mayores sobrecargas.

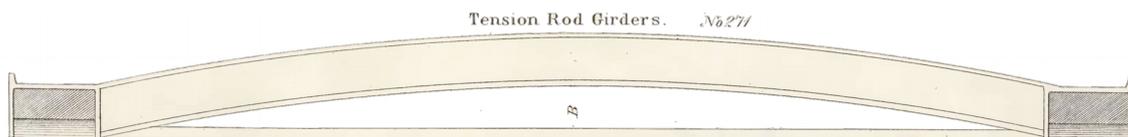


Figura 5.7.1: Viga de fundición arqueada con tirante de hierro forjado. Fuente: [Badger, 1865]

Los edificios de fundición eran utilizados para un uso industrial o comercial por lo que eran pensados para soportar grandes cargas gravitatorias. De ahí la utilización de columnas de fundición en las plantas bajas y también en los sótanos. Las fachadas de fundición también soportaban parte de la sobrecarga en los forjados. El hierro de fundición era un material de gran resistencia en compresión, pero su resistencia a tracción era aproximadamente un sexto de la resistencia a compresión. Es por ello que se utilizaba principalmente en columnas o elementos a compresión. Cuando era utilizado en vigas, se realizaba con las formas más creativas, ya fuera realizando un ala inferior seis veces más grande, o bien arqueando la viga e instalando un tirante de hierro forjado para resistir los empujes (Figura 5.7.1).

Uno de los problemas que presentan estos edificios a nivel estructural era la poca estabilidad frente cargas horizontales, dando lugar, cuando el edificio está siendo intervenido, a la instalación de un arriostramiento auxiliar para estabilizarlos temporalmente (Figura 5.7.2). Los muros exteriores al convertirse en fachadas con grandes aperturas tenían poca resistencia frente a cargas horizontales o asentamientos diferenciales. A esto se sumaba el hecho de que no se solía utilizar ningún tipo de arriostramiento en el interior de los edificios, ya sea con forma de cruces de san Andrés o muros interiores de arriostramiento.

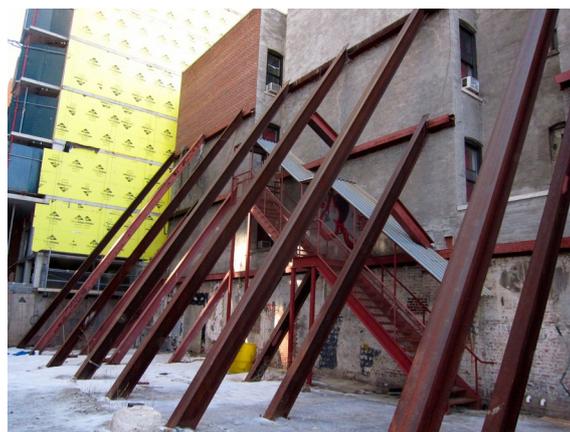


Figura 5.7.2: Arriostramiento en un edificio con estructura parcial de fundición. Fotografía del autor

Las conexiones entre vigas y columnas de fundición no permitían el desarrollo de nudos rígidos. Por lo general, las uniones viga-columna se realizaban mediante pequeñas ménsulas realizadas en la columna donde se asentaban las vigas. Las conexiones se aseguraban mediante tornillos aunque estaban pensados para evitar desplazamientos de los elementos y no para transmitir los esfuerzos (Figura 5.7.3).

En el hierro de fundición no era posible utilizar roblones que conseguían una rigidez y una resistencia elevada en las conexiones. Esto era debido a que el hierro de fundición tenía una tendencia a la rotura frágil si se le sometía a grandes diferencias térmicas, como las generadas para la instalación de los roblones.

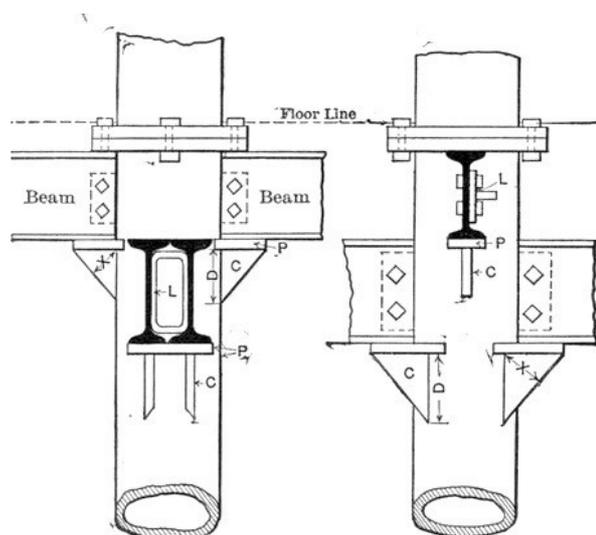


Figura 5.7.3: Unión entre viga y columna de fundición. Fuente: [Birkmire, 1892]

Otra patología de este tipo de edificaciones es que son sensibles a los ciclos térmicos ya que parte de la estructura, al estar en la fachada, está directamente expuesta. En la ciudad de Nueva York existen grandes diferencias térmicas entre las estaciones de verano e invierno. Este continuo movimiento de contracción y expansión crea tensiones internas en la pieza de fundición además que debilita sus uniones. No obstante, los elementos de fundición son relativamente resistentes a la corrosión y la oxidación debido a que tiene espe-

sores considerables y una composición cristalina que evita la delaminación como ocurre con el hierro forjado o el acero (Figura 5.7.4).

Para el análisis de los elementos estructurales de fundición, se debe tener en cuenta que es un material con unas propiedades mecánicas muy variables. La falta de estándares de calidad de la materia prima y de procesos de fabricación daban como resultado diferentes valores de cargas. Como se ha visto en el Capítulo 4, el mismo material podía tener una resistencia a compresión que variaba en más de un 50%. A ello se le sumaban los defectos de fabricación, como espesores irregulares en la pieza que creaban tensiones secundarias a causa de las excentricidades, u oclusiones de aire en las paredes del elemento que disminuían su resistencia.

En Estados Unidos no existe en la actualidad un procedimiento oficial para determinar la capacidad de los elementos de fundición, dejando al juicio del ingeniero que fórmulas y valores se deben aplicar en el análisis.



Figura 5.7.4: Oxidación severa en una viga de acero. Fotografía del autor.

A la hora de reforzar elementos de fundición se debe tener en cuenta que es un material que no se puede soldar, debido a la poca resistencia a las tensiones térmicas anunciadas anteriormente. Por lo que la posibilidad de reforzar estos elementos es muy limitada. En lugar de ello, la aproximación más eficiente es la instalación de nuevos elementos que absorban parte de la carga, consiguiendo que se reduzca en el elemento de fundición.

Así por ejemplo, para los refuerzos de las columnas de fundición se pueden instalar nuevas columnas adosadas que recojan directamente las nuevas cargas (Véase Caso de estudio 1). Este sistema, aunque tiene un impacto visual, es el más respetuoso para el edificio.

Dado que las columnas de fundición no suelen comportarse como un elemento elástico, su capacidad no viene delimitada por su esbeltez [Paulson, Tide & Meinheit, 1996], por lo que la instalación de arriostramientos intermedios para acortar la altura eficaz de la columna no es eficaz, a no ser que la columna tenga una gran esbeltez, que no suele ser el caso.

No es común reforzar las columnas de fundición porque por lo general estaban sobredimensionadas y su capacidad suele ser suficiente para soportar cargas moderadas. No obstante, se deben realizar diferentes catas y ensayos para asegurar el estado del elemento y determinar su capacidad real.

En las vigas de fundición, al contrario que en las columnas, existe por lo general poco margen de maniobra para soportar nuevas solicitaciones. Es habitual encontrar roturas en las vigas de fundición en su zona traccionada. Su refuerzo es complicado y por lo general se opta a instalar nuevos elementos que soporten la viga y la refuercen

A continuación se exponen una muestra de diez ejemplos en edificios con estructuras de fundición que el doctorando ha trabajado durante la elaboración de esta tesis.

Caso de estudio - Número 1

Edificio:	38 Greene Street, Nueva York
Barrio:	SoHo
Tipología:	Edificio de fundición con fachada parcial
Año aproximado de construcción:	1867
Breve descripción del proyecto:	Ampliación en altura del edificio actual. El proyecto comprende el añadido de dos plantas en la parte superior del edificio. La nueva estructura se resuelve con estructura metálica y forjados de hormigón.
Intervención estructural realizada:	Las cargas impuestas por las nuevas plantas del edificio no sobrepasan las cargas originales ya que la sobrecarga de uso actual es inferior a la original. Los esfuerzos sísmicos solo se consideran en la nueva parte, ya que éstos no sobrepasan en más de un 20% los originales del edificio. Los refuerzos estructurales han consistido en la instalación de columnas de acero adosadas a las columnas interiores de madera, así como la instalación de un forjado de hormigón en la planta sexta para arriostrar los muros en la parte superior del edificio.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 2

Edificio:	361 Broadway, Nueva York
Barrio:	Tribeca
Tipología:	Edificio de fundición con fachada total
Año aproximado de construcción:	1882
Breve descripción del proyecto:	Restauración de las fachadas de fundición
Intervención estructural realizada:	Los paneles exteriores de fundición presentaban fracturas y fisuras además de desplazamientos. Las ménsulas que soportaban los paneles de fachada estaban deterioradas y sus uniones habían fallado debido a una exposición continuada a los elementos. Por lo que se reemplazaron por una nueva estructura metálica galvanizada conectada mediante tornillos expansivos a las columnas. Varias de las columnas de fundición presentaban pequeñas fisuras que se reforzaron mediante collarines de acero que abrazaban la columna en la zona afectada.

Imágenes: (con permiso de Old Structures Engineering)



Caso de estudio - Número 3

Edificio: 470 Broome Street, Nueva York

Barrio: SoHo

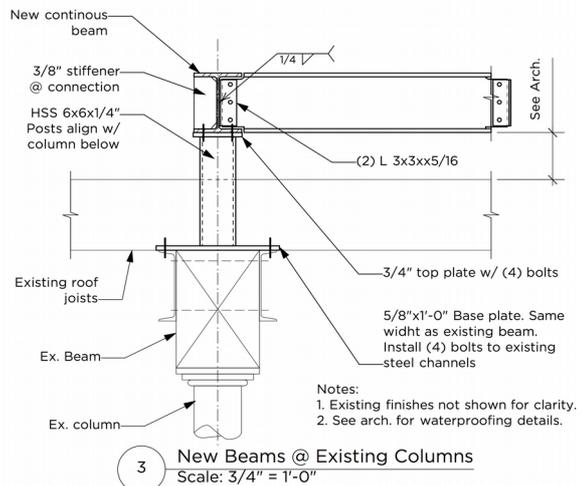
Tipología: Edificio de fundición con fachada parcial

Año aproximado de construcción: 1867

Breve descripción del proyecto: Ampliación en altura del edificio para uso residencial. El proyecto incluye el añadido de una planta en la parte superior del edificio y alteraciones en los forjados de planta quinta. La nueva estructura se plantea con una estructura metálica con forjados de hormigón y chapa grecada colaborante.

Intervención estructural realizada: Tras realizar un análisis estructural del edificio existente se constata que las columnas y muros son capaces de soportar las nueva cargas. Se prevén refuerzos en el forjado de madera de la cubierta para resistir la nueva sobrecarga de uso. Los refuerzos consisten en nueva viguetas de madera laminada adosadas a las existentes y conectadas mediante tornillos. También se planea reforzar las vigas de madera de cubierta mediante vigas de acero en C adosadas a cada lado y conectadas mediante tornillos pasantes.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 4

Edificio:	421 Broome Street, Nueva York
Barrio:	SoHo
Tipología:	Edificio de fundición con fachada total. Muro de ladrillo en la fachada posterior.
Año aproximado de construcción:	1874
Breve descripción del proyecto:	Añadido de terrazas en la parte posterior del edificio. Las terrazas se resuelven con una estructura de acero conectada al edificio y soportada por éste y por una nueva columna.
Intervención estructural realizada:	La conexión entre las terrazas y el edificio se hace mediante apoyo directo de las vigas en el muro y anclajes epoxi en las zonas donde hay una continuidad vertical del muro. Las conexiones se localizan en zonas de muro sólido y se sitúan en punto estratégicos para que los elementos de la fachada, dinteles y vigas, no se vean afectados. Con la instalación de la columna se evitan esfuerzos de tracción en los anclajes y por lo tanto en el muro. Las nuevas cargas se han analizado y no incrementan, en un porcentaje significativo, las tensiones en el muro.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 5

Edificio:	135 Greene Street, Nueva York
Barrio:	SoHo
Tipología:	Edificio de fundición con fachada total
Año aproximado de construcción:	1883
Breve descripción del proyecto:	Nuevo uso de la planta cubierta como terraza ajardinada. Añadido de un altillo y alteraciones en la planta quinta para nuevo programa de necesidades. Nueva estructura acristalada para salida de escalera y pérgola metálica de diseño.
Intervención estructural realizada:	Refuerzo del forjado de planta cubierta mediante nuevas viguetas de madera laminada atornilladas a las viguetas existentes. Refuerzo con vigas metálicas de las vigas de madera de planta cubierta. Nuevo forjado elevado en planta cubierta realizado con vigas y postes de acero y viguetas de acero en "C". El análisis estructural muestra que las columnas existentes y el resto de la estructura son capaces de resistir las nuevas solicitaciones.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 6

Edificio:	131 Greene Street, Nueva York
Barrio:	SoHo
Tipología:	Edificio de fundición con fachada parcial
Año aproximado de construcción:	1881
Breve descripción del proyecto:	Adaptación del sótano y estructura bajo acera como espacio utilizable.
Intervención estructural realizada:	El forjado del techo de sótano soporta la acera enfrente del edificio. La intervención comprende el refuerzo de las vigas de fundición para adaptarlo a las sobrecargas impuestas por la nueva normativa. El refuerzo de las vigas se realiza a través de nuevas columnas de acero situadas en el centro de las vigas existentes para acortar su luz. El entrevigado del forjado se resuelve con rosca de ladrillo la cual debe ser rejuntada para asegurar un correcto funcionamiento.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 7

Edificio:	165 Mercer Street, Nueva York
Barrio:	SoHo
Tipología:	Edificio de fundición con fachada total
Año aproximado de construcción:	1871
Breve descripción del proyecto:	Conversión del edificio de su uso actual como garaje en altura, a edificio residencial. Restauración de fachada de fundición. Añadido en altura, una planta. Modificaciones en forjados interiores para acomodar nuevo uso residencial.
Intervención estructural realizada:	Las alteraciones en los forjados existentes han consistido en el relleno de aberturas del forjado con vigas de acero y losa colaborante de hormigón. También se han realizado nuevas aberturas en los forjados existentes para nuevas escaleras y ascensores, reforzando el perímetro con vigas de acero. La nueva estructura del ático se ha resuelto con vigas de acero de gran canto con capa de hormigón colaborante que discurren de muro medianero a muro medianero sin transferir nuevas solicitaciones a la estructura interior. Se recrean los muros medianeros con muro de bloque de hormigón reforzado para soportar la nueva cubierta del ático. Los nuevos entrevigados se resuelven con losa de hormigón colaborante.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 8

Edificio:	55 White Street, Nueva York
Barrio:	Tribeca
Tipología:	Edificio de fundición con fachada total
Año aproximado de construcción:	1861
Breve descripción del proyecto:	Intervención en sótano y sub-sótano para ser utilizados como almacenes y oficinas.
Intervención estructural realizada:	El forjado situado debajo de la acera del edificio está resuelto con vigas y columnas de hierro colado y revoltones de ladrillo. Las vigas y columnas presentan un moderado nivel de oxidación en sus partes visibles. Después de varias catas se verifica que la sección perdida del material es mínima y que no es necesario su refuerzo más allá de una apropiada limpieza y protección de los elementos metálico. En los revoltones de ladrillo no se aprecia ningún fallo estructural, por lo que el trabajo de reparación en ellos se limita al rejuntado de los revoltones de ladrillo.

Imágenes: (del autor)



Caso de estudio - Número 9

Edificio:	135 Watts Street, Nueva York
Barrio:	Tribeca
Tipología:	Edificio de muros de carga y estructura fundición en planta baja
Año aproximado de construcción:	1891
Breve descripción del proyecto:	Intervención en sótano para restablecer la capacidad de los forjados que recaen a las aceras.
Intervención estructural realizada:	Varias de las vigas de fundición presentan roturas en las zonas sometidas a tracción, aparte de un estado avanzado de oxidación. Las vigas se refuerzan mediante la instalación de vigas de acero que discurren por debajo del forjado. Las nuevas vigas soportan el forjado existente aparte que apuntalan de manera permanente las vigas de fundición. Mediante catas se comprueba que las columnas existentes de fundición han perdido una sección mínima a causa de la oxidación por lo que no necesitan refuerzo alguno más que limpieza y capa de protección.

Imágenes: (izquierda: Wikimapia, derecha: del autor)



Caso de estudio - Número 10

Edificio:	628 Broadway, Nueva York
Barrio:	NoHo (Norte del barrio del SoHo)
Tipología:	Edificio de fundición con fachada completa
Año aproximado de construcción:	1883
Breve descripción del proyecto:	Ampliación en altura del edificio para uso residencial. El proyecto incluye el añadido de una planta en la parte superior del edificio y alteraciones en los forjados de planta quinta. La nueva estructura se plantea con una estructura metálica con vigas de acero y capa de hormigón que discurren de muro medianero a muro medianero para no afectar las columnas interiores.
Intervención estructural realizada:	La nueva estructura se sitúa encima del actual forjado de cubierta, dejando un espacio para no transferirle nuevas solicitaciones. La nueva estructura de acero se asienta sobre los muros medianeros que se refuerzan en su parte superior con un zuncho de hormigón. Las cargas impuestas por la nueva estructura superior son menores que las cargas originales del edificio, por lo que el resto de la estructura y las cimentaciones son capaces de soportar las nuevas solicitaciones sin refuerzos. Las solicitaciones de sismo solamente son aplicadas a la parte nueva de la estructura según las ordenanzas de la ciudad.

Imágenes: (del autor)



BLOQUE IV | Conclusiones

6. Conclusiones

7. Futuras líneas de investigación

8. Conclusions (English version)

9. Bibliografía

6. Conclusiones

6 Conclusiones

En la presente tesis se han podido establecer varias líneas de conexión entre el edificio del Crystal Palace y la aparición y el desarrollo de las estructuras metálicas en Estados Unidos. El estudio no se ha centrado solamente en el edificio, sino que se ha extendido a todos los factores que posibilitaron su diseño y construcción. Se ha estudiado también el fenómeno de los primeros edificios metálicos, que surgieron en Nueva York a mediados del siglo XIX, y cómo desembocaron en los primeros rascacielos con estructura de acero en 1895.

Las siguientes conclusiones sintetizan los resultados de la investigación junto con la propia experiencia del doctorando en investigaciones de edificios antiguos de estructura metálica. Desde 2011 el doctorando trabaja en Old Structures Engineering, una ingeniería de estructuras establecida en la ciudad de Nueva York, especializada en el análisis y reparación de edificios históricos. Durante este tiempo, el doctorando ha trabajado en decenas de edificios históricos a la vez que ha realizado diferentes investigaciones y publicaciones sobre el análisis de las estructuras históricas.

El capítulo de conclusiones se ha estructurado en cuatro subcapítulos dependiendo de los resultados obtenidos en las diferentes líneas de investigación: contexto histórico, el edificio, los materiales utilizados y su estructura así como el estudio de los edificios de fundición. También se ha añadido un quinto apartado agrupando las influencias arquitectónicas directas que tuvo el edificio. En un último apartado se ha incluido las reflexiones finales analizando los resultados más relevantes.

6.1 Resultados del estudio del contexto histórico

Estados Unidos a mediados del siglo XIX era un país precario en avances tecnológicos y en la industria del hierro. Gran parte del país todavía dependía de la agricultura como motor económico. Las industrias se concentraban en la costa noreste, siendo la ciudad de Nueva York la ciudad más desarrollada e importante.

En la segunda mitad del siglo XIX, la ciudad de Nueva York experimentó un gran crecimiento económico, urbanístico y tecnológico. A finales de siglo, Nueva York, pese haber experimentado una guerra civil y varias crisis financieras, era una de las ciudades más avanzadas en tecnología edificatoria construyendo los edificios más altos del mundo.

Es también en la segunda mitad de siglo cuando surgieron las exposiciones internacionales con el objetivo de dar a conocer los avances de la industria de todo el mundo. Las exposiciones universales tuvieron su punto de origen en la Exposición de Londres de 1851. A ésta le seguiría Nueva York y Dublín en 1853, y Múnich en 1854, todas con edificios realizados con los materiales y sistemas más avanzados, construyendo en cada exposición su propio palacio de cristal. La celebración de la Exposición en París en 1855 conllevó un viraje de estilo arquitectónico para su edificio principal, construyéndose en un estilo

Beaux Arts, que definiría el estilo de los edificios principales en las sucesivas exposiciones del siglo XIX.

No obstante, el Crystal Palace de Nueva York sí que tuvo una influencia directa con el edificio principal en la exposición universal celebrada en Nueva York en 1939. El arquitecto para la Exposición, Wallace Harrison, basó su diseño del edificio principal en el Crystal Palace de 1853 y la torre observatorio. El edificio de la exposición de 1939, conocido como Trylon & Perisphere, se concibió como una esfera y una aguja de grandes proporciones en una alegoría a la exposición de 1853. Posteriormente, Harrison utilizó este mismo concepto de torre y esfera para desarrollar el diseño final del edificio icónico de las Naciones Unidas en 1952.

6.2 Resultados del estudio del edificio

La idea de organizar una exposición internacional en Nueva York surgió de un grupo de empresarios neoyorquinos, que tras visitar la Exposición Internacional de Londres de 1851, decidieron organizar una exposición en su ciudad con su propio Crystal Palace. La Exposición de Nueva York tuvo desde el inicio un fuerte carácter lucrativo, a ello se sumó que no recibió ningún tipo de ayuda económica por parte del estado o del gobierno, por lo que se dejó en manos privadas su financiación.

Para elegir el diseño del edificio se realizó un concurso de propuestas con la condición que tenía que ser un edificio construido principalmente de hierro y vidrio. Varios arquitectos de renombre como Sir Joseph Paxton, James Bogardus, Leopold Eidlitz o A. J. Downing, presentaron sus diseños. Finalmente, la comisión de la Exposición falló a favor de dos arquitectos desconocidos: Georg Carstensen y Charles Gildemeister.

Carstensen y Gildemeister eran emigrantes europeos, llegados en torno a 1850, con apenas experiencia como arquitectos. Carstensen fue un destacado hombre de negocios en su ciudad natal, Copenhague, fundando el primer parque de atracciones en 1843, el Tivoli Gardens. En cambio, Gildemeister sí que recibió estudios de arquitectura en Alemania, aunque no se le conoce edificio alguno ni en Alemania ni en Estados Unidos. A su llegada a América, Gildemeister trabajó principalmente como pintor retratista y litógrafo. Ambos arquitectos volvieron a sus países natales a los pocos años después de realizar el edificio y ninguno se dedicó a la arquitectura.

El edificio diseñado por Carstensen y Gildemeister, el Crystal Palace de Nueva York, fue el primer edificio de envergadura con una estructura metálica completa construido en Estados Unidos. Hasta la fecha, los elementos metálicos en edificios se utilizaban para partes concretas como columnas, dinteles, vigas etc. pero siempre de manera puntual.

El diseño del edificio se inspiró en la arquitectura modular y prefabricada utilizada en el edificio de Londres, y se desarrolló en una retícula regular de 8,23 m. Todos sus elementos eran ligeros, prefabricados y se podía construir sin mano de obra especializada. Era la primera vez que se aplicó la división del trabajo expuesta por Adam Smith en un proceso edificatorio en Estados Unidos y expuso el potencial que tenía.

El edificio contaba con casi 21.000 m² de superficie expositiva repartida en dos alturas. Su planta tenía forma octogonal con un diámetro de 120,3 m. Dos naves centrales de mayor altura recorrían de lado a lado el octógono interseccionando en ángulo recto en el centro del edificio. Coronando el edificio se levantaba encima de las naves una cúpula de 30 m de diámetro localizada en el crucero y centro del edificio, siendo la primera cúpula de estas dimensiones construida en Estados Unidos hasta la fecha.

La estructura se realizó principalmente con hierro de fundición, columnas, vigas, arcos y paneles de fachada. También se utilizó el hierro forjado para las vigas de forjado de mayor longitud y las costillas de la cúpula central.

A partir de las publicaciones, grabados, fotografías y planos encontrados, se han realizado planos de la estructura del edificio clasificando cada elemento estructural. Estos planos están recogidos en el Capítulo 3.3.

El edificio utilizó 1.200 toneladas de hierro de fundición y 300 toneladas de hierro forjado que fueron suministradas entre 28 fundiciones diferentes. Los retrasos durante la obra fueron constantes, y conllevó que la construcción durará diez meses y medio en vez de los ocho meses originales. Parte de los retrasos se debieron a que las fundiciones no tenían la suficiente producción para suministrar el hierro en los plazos establecidos. Las fundiciones de la época eran empresas pequeñas dedicadas a una variedad de elementos de fundición pero todavía no eran una parte importante del proceso edificatorio. Esta afirmación se corrobora con la comparación de producción de hierro entre EEUU y Gran Bretaña: Gran Bretaña tenía una producción de hierro ocho veces mayor en cambio tenía menor número de fundiciones (Véase Tabla 2.1).

En cambio, el otro material utilizado masivamente en el edificio, el vidrio, fue suministrado por una única empresa. Los 4.180 m² de vidrio fueron suministrados conforme al plazo establecido. El proceso del vidrio plano en la época todavía recaía en gran medida en un proceso manual y de soplado. Por lo que queda demostrado que la industria del vidrio estaba en un estado más avanzado que la industria del hierro.

El edificio también sufrió dificultades técnicas que tuvieron que ser resueltos conforme avanzaba la construcción. El hecho de que el edificio fue el primero en su especie junto con la escasa experiencia en el país a la hora de acatar grandes edificios fueron, en gran medida, los causantes de estos problemas. Un claro ejemplo de esta falta de experiencia en obras de gran escala fue la inexistente figura de un constructor general que gestionara y coordinara los trabajos. Los encargados de la gestión de la obra fueron oficiales de la

marina con conocimientos en estructuras civiles y sin experiencia en este tipo de edificios, lo que provocó falta de coordinación, desvíos de presupuesto y problemas técnicos que tuvieron que ser solventados en obra.

A pesar de las dificultades técnicas y retrasos, el edificio se construyó en un tiempo récord de 10,5 meses, que fue toda una proeza dado que gran parte del edificio se tuvo que construir durante los meses más fríos. Al ajustado calendario se sumaron también añadidos y modificaciones dictadas por la comisión, que se tradujeron en mayores problemas y retrasos.

Una vez inaugurado el edificio y abierta la exposición, se expusieron diferentes obras de arte así como los últimos avances de la industria, con el fin de entretener, vender, educar e inspirar a los visitantes. Durante la celebración de la exposición también se celebraron diferentes eventos. Uno de los acontecimientos más influyentes, en relación con la historia de la arquitectura en altura, tuvo lugar en el edificio del Crystal Palace con la presentación del ascensor para pasajeros diseñado por Elisha Otis. Con una gran puesta en escena Otis se subió en el ascensor y cortó la cuerda que lo izaba cuando estaba en su punto más alto. Para gran sorpresa de los asistentes el ascensor no descendió ni un centímetro gracias al dispositivo de seguridad que había inventado. Otis se convirtió en la compañía más importante de ascensores a finales del siglo XIX e instaló los primeros ascensores para personas.

El invento del ascensor fue clave para el desarrollo de los edificios en altura, aunque no fue hasta la llegada de la electricidad, a finales de la década de 1880, que se utilizó de forma generalizada en edificios. Hasta entonces, los ascensores eran accionados por ruidosas máquinas de vapor, como el caso del edificio Haughwout (1855) y el Lord & Taylor's Building (1873), o por ingeniosos sistemas de contrapesos hidráulicos, como el caso del Tribune Building (1875), todos ellos construidos en Nueva York. Hasta la introducción de los ascensores no había ningún interés por tener un número elevado de plantas, por lo que normalmente los edificios tenían seis o siete plantas como máximo.

La Exposición abrió las puertas el 14 de julio de 1853 y se extendió hasta finales de año, haciéndola permanente posteriormente. Una de las razones para extenderla fue que no se había recuperado el capital invertido, pesando sobre la comisión de la exposición una deuda de 125.000 dólares a inicios de 1854. Muchos de los expositores no continuaron en el año 1854, aunque una cantidad importante de piezas de arte se quedaron en el edificio. Hubo varios intentos fallidos por parte de la comisión de la exhibición para que el gobierno o la ciudad adquiriesen el edificio y así paliar la fuerte deuda. Hacia finales de 1854, el edificio dejó de tener una utilización específica y se destinó a albergar esporádicamente galas benéficas y otros eventos.

El 5 de octubre de 1858, se desencadenó un incendio accidental que desintegró el edificio en poco más de 40 minutos. Los bomberos llegaron rápidamente pero no había presión en los hidrantes porque, al parecer, estaban siendo reparados. Fruto de la casualidad,

o de una acción deliberada, el incendio mostró la fragilidad de las estructuras metálicas frente al fuego, que influiría decisivamente en las futuras generaciones de edificios.

6.3 Resultados del estudio de los materiales y la estructura

Los avances en la fabricación y diseños de estructuras metálicas para edificación tuvieron un punto de inflexión con el Crystal Palace de Londres de 1851, a nivel europeo, y con el Crystal Palace de Nueva York en 1853, en el continente americano. Hasta entonces, el cálculo de estructuras se aplicaba principalmente a obras civiles ya que el hierro era un material poco común en los edificios. Incluso en el ámbito de la ingeniería civil, existían relativamente pocos ejemplos de puentes de hierro en Estados Unidos a mediados del siglo XIX.

El edificio de Nueva York se construyó con una estructura realizada enteramente con hierro y vidrio, utilizándose dos tipos de hierro: el hierro de fundición y el hierro forjado. Aproximadamente las tres cuartas partes de la estructura fue realizada con hierro de fundición y una cuarta parte con hierro forjado. El hierro de fundición era el material preferido porque su fabricación era más sencilla que cualquier otro tipo de hierro. Se obtenía directamente fundiendo el arrabio y vertiéndolo sobre moldes de arena para realizar la pieza. Tenía un alto contenido en carbono (2-4%) y su calidad era muy variable dependiendo de su fabricación y del tipo de arrabio empleado.

El hierro forjado provenía de la misma materia prima, el arrabio, pero su proceso de obtención era más costoso. Para obtener el hierro forjado se fundía el arrabio a mayor temperatura y se sometía a un proceso conocido como pudelado, que consistía en remover la masa fundida para eliminar impurezas y el contenido en carbono, obteniendo un hierro casi puro. Posteriormente se martilleaba o laminaba, pasándolo repetidamente por rodillos, para conseguir su forma final. Estos procesos se realizaban de manera manual por los herreros o pudeladores. Los perfiles de hierro forjado obtenidos eran de pequeñas dimensiones y en forma de pletinas, ángulos o varillas, por lo que requerían de un ensamblaje posterior mediante roblones para conseguir la pieza final. Es por ello que en el edificio solamente se utilizó el hierro forjado en piezas que por su longitud no podían ser realizadas con hierro de fundición

El tercer material novedoso empleado en el edificio fue el vidrio. Se utilizaron 15.000 paneles de vidrio plano con unas dimensiones de entre 81 y 89 cm de largo por 40 cm de ancho y 3,2 mm de espesor. En esa época existían dos métodos para la realización de paneles de vidrio, el método de corona normanda, derivado de época medieval, y el método de cilindro soplado, una evolución del tradicional vidrio soplado. Dada la dimensión de los paneles utilizados el método empleado para los cristales del edificio fue el método del cilindro soplado. Este método consistía en formar grandes cilindros de vidrio en una combinación de soplado y de acción gravitatoria. Una vez soplados los cilindros, se corta-

ban los extremos, se abrían longitudinalmente y se desplegaban para formar paneles rectos.

Los dos tipos de hierro tenían propiedades mecánicas diferentes. El hierro de fundición era un excelente material para resistir esfuerzos de compresión, lo que lo convertía en el material idóneo para columnas. No obstante, tenía una limitada capacidad a tracción y un comportamiento frágil debido a su composición cristalina formada por el alto contenido en carbono. Por otro lado, el hierro forjado era un material excelente para ser utilizado a flexión y tracción, dado su composición fibrilar su comportamiento elastoplástico, por lo que era idóneo en vigas y tirantes.

Este diferente comportamiento de los hierros era conocido en el momento del edificio y queda reflejado en su diseño. Al no existir un consenso o estándares de calidad, no era sencillo determinar sus resistencias admisibles o últimas, por lo que podían suceder fallos estructurales en elementos complejos como los utilizados en el edificio. Además, la disciplina de la ingeniería a mediados del siglo XIX en Estados Unidos estaba comenzando a desarrollarse. Los estudios de ingeniería en el país eran escasos, de corta duración, alrededor de dos años, y se solían concentrar en las academias militares. Los ingenieros eran utilizados en construcciones civiles para desarrollar el creciente sistema ferroviario. El número de ingenieros que producía el país era escaso, por lo que había una gran cantidad de ingenieros europeos. Este fue el caso del Crystal Palace, donde tanto los arquitectos como los ingenieros principales eran europeos.

Tras el análisis estructural realizado en el Capítulo 4, queda demostrado que su diseño fue fruto de una reflexión racional aplicando los conceptos de cálculo de estructuras que se conocían en la fecha. No obstante, muchos de estos conceptos se podrían considerar erróneos bajo las bases de cálculo moderno. Se ha comprobado que varios elementos de la estructura no estaban diseñados debidamente y que se tuvieron que realizar refuerzos a posteriori. Como se apuntaba anteriormente, en 1853 todavía no existían códigos edicios que establecieran los parámetros de diseño o incluso unanimidad en la resistencia que tenían los materiales. Tampoco había consenso en cuáles eran las sobrecargas de uso o incluso cuáles eran las fórmulas de cálculo a aplicar. El diseño de estructura no era una reflexión clara y precisa como puede ser ahora, sino que gran parte de la responsabilidad recaía en la experiencia y el conocimiento del arquitecto o ingeniero diseñador de la estructura. Para recrear el *modus operandi* detrás del diseño, se ha realizado una investigación de las referencias técnicas de la época, estudiando además los hechos conocidos y contrastados, como por ejemplo los fallos que tuvieron las vigas de hierro forjado.

En cuanto a las sobrecargas utilizadas en el diseño del edificio, se ha determinado que la sobrecarga de uso empleada en los forjados fue de 4 kN/m², según las pruebas de carga que se realizaron en los forjados. Comparando esta sobrecarga con las actuales e históricas, la sobrecarga utilizada en el edificio se asemeja a las actuales. No se conoce cuál fue la sobrecarga de nieve o de cubierta empleada o si se utilizó alguna. Tampoco hay constancia

que se aplicara ninguna carga de viento para diseñar la estructura. Según la investigación histórica realizada, en los edificios poco esbeltos, como es el caso, no era obligatorio tener en cuenta la carga de viento hasta las ordenanzas de la ciudad de 1922.

En el análisis estructural también se ha demostrado que las vigas metálicas de los forjados, las cuales eran de celosía, no estaban correctamente proporcionadas para resistir las sobrecargas de uso. Cabe recordar que los métodos de resolución de vigas en celosía y cerchas que hoy en día se utilizan -método de los nudos, de las secciones o de Cremona- no existían o no estaban todavía generalizados. Por lo que con toda seguridad se aplicarían procesos de base empírica para el diseño de las vigas en celosía.

Por otro lado, el análisis estructural de la columna de fundición demuestra que puede ser considerada como debidamente diseñada bajo los parámetros modernos. Aunque el análisis deja constancia de una incongruencia interesante, ya que bajo los parámetros de cálculo utilizados durante el siglo XIX, la columna sería considerada como no segura por su excesiva esbeltez.

La incoherencia de resultados a través de las formulas históricas y el hecho de que las vigas de celosía no fueron debidamente diseñadas, da buena muestra del estado del estado del arte de la ingeniería en Estados Unidos en la mayor parte del siglo XIX. Capaz de diseñar debidamente elementos sencillos, como el caso de las columnas, pero todavía carecía de los conocimientos necesarios para calcular y diseñar elementos más complejos, como vigas en celosía. Otro hecho que respalda esta afirmación es las pruebas de carga realizadas solamente en las vigas, tanto en el edificio de Nueva York como en el de Londres.

6.4 Resultados del estudio de los edificios de fundición

Posteriormente al Crystal Palace, la construcción de los primeros edificios metálicos empezó a proliferar en la ciudad de Nueva York, los conocidos como edificios de fundición o *cast-iron buildings*. En el presente estudio se han catalogado 430 edificios de fundición en la ciudad de Nueva York construidos entre 1850 y 1890. Los resultados y gráficos de la investigación se encuentra recogidos en el Capítulo 5 y los datos en el Anexo II.

Con anterioridad al edificio del Crystal Palace, las fundiciones asentadas en la ciudad no estaban enfocadas a la fabricación de estructuras metálicas porque la demanda de éstas no era elevada. Sin embargo, con posterioridad a la construcción del edificio, varias de las fundiciones que habían trabajado en su construcción se enfocaron en los edificios de fundición.

Esta tipología de edificios tuvo, en sus inicios, un uso comercial e industrial, por lo que aparecieron en las zonas industriales más cercanas al centro de la ciudad, localizándose principalmente en los barrios del SoHo y Tribeca en la ciudad de Nueva York.

En esta investigación, los edificios de fundición se han dividido en dos categorías, según si la fachada estaba realizada completa o parcialmente con elementos de fundición. Del análisis de los datos recogidos se desprende que en un primer lugar los edificios más abundantes fueron los de fachada parcial de fundición. No obstante, a partir del año 1869, los edificios con fachadas completas fueron predominantes. A partir de 1880, el número de edificios de fundición comenzó a declinar hasta casi su desaparición en la década de 1890.

Gracias al estudio de los tiempos de construcción de los edificios de fundición, se ha descubierto que la duración se establecía entre los 160 y 300 días, por lo que eran edificios que se construían en unos tiempos cortos dado el tamaño que tenían. Además, se ha comprobado que su coste era similar a los edificios tradicionales de albañilería y más económicos que los edificios con fachadas de piedra labrada. Parte del éxito de los edificios de fundición derivó de estos motivos, ya que a igualdad de precios se podía construir un edificio con más luminosidad, con un gran ornamento en fachada y además erigido rápidamente.

La aparición del acero a precios competitivos en la década de 1890 desbancó al hierro de fundición y el hierro forjado como metales estructurales y, por ende, a los edificios de fundición. El acero tenía mejores propiedades mecánicas, permitía mayores secciones, además de uniones más rígidas. Inmediatamente esto se tradujo en edificios más resistentes y con alturas y esbelteces jamás vistas, dando lugar al nacimiento de los rascacielos modernos.

6.5 Influencias del edificio en la arquitectura

Un dato importante a considerar en las influencias del Crystal Palace es que el Capitolio de Washington estaba siendo reformado, y prácticamente reconstruido debido a un incendio, al mismo tiempo que se construía el edificio de Nueva York. En 1854 el arquitecto encargado de la ampliación del Capitolio, Thomas U. Walter (1804-1887), empezó a realizar estudios de cómo diseñar una cúpula de hierro que sustituyera a la cúpula de madera. El espacio a cubrir con la nueva cúpula tenía un diámetro interior de 30 metros, exactamente el mismo diámetro que tenía la cúpula del Crystal Palace, que ya se había construido. Seguramente Walter visitó el edificio del Crystal Palace en Nueva York y pudo sacar ideas, a la vez que pudo observar a escala real las posibilidades de una bóveda realizada con estructura metálica. Finalmente, la cúpula del Capitolio se realizó con una estructura metálica, aunque utilizando costillas de fundición ensambladas a modo de dovelas en vez de costillas de hierro forjado en forma de celosía utilizadas en el Crystal Palace.

El edificio del Crystal Palace sirvió también para asentar las bases del “Manhattanismo”, término definido por el arquitecto Rem Koolhaas en su ensayo *Delirious New York*. Según Koolhaas, la aguja y la esfera, representadas por el observatorio Latting y la cúpula del Cr-

ystal Palace, definieron por primera vez los dos extremos del vocabulario formal de la arquitectura de Nueva York. Por un lado, la aguja es la más esbelta de las estructuras, se trata del volumen edificatorio mínimo con el mayor impacto visual. La esfera, por el contrario, es la forma que consigue mayor espacio interior con la mínima superficie exterior.



Figura 6.5.1: Imagen superpuesta del Crystal Palace de NYC y el observatorio Lattin de 1853 con Trylon and Perisphere de la Exposición de 1939. Fuente: [Koolhaas, 1994, p. 26]

En muchos sentidos, la historia de la arquitectura de Manhattan se enmarca en el diálogo entre estas dos formas. El edificio-aguja queriendo contener el mayor espacio interior; y el edificio espacioso, representado por la esfera, queriendo crecer en altura. Una fructuosa relación que ha dado como resultado edificios híbridos fascinantes con la capacidad de la aguja para atraer la atención y minimizar terreno, combinándose con la espaciosidad de la esfera.

Este diálogo entre las dos formas se materializó en su forma más clara en la exposición universal realizada en Nueva York en 1939. Como se ha expuesto anteriormente, el arquitecto Wallace Harrison se basó directamente en el edificio del Crystal Palace para diseñar el edificio insignia, el Trylon and Perisphere (Figura 6.5.1).

Posteriormente Harrison fue elegido el arquitecto coordinador para el edificio de la Organización de las Naciones Unidas (ONU) en Nueva York. Harrison contó con la aportación de los más destacados arquitectos del momento como Le Corbusier u Oscar Niemeyer. Cada uno presentó su propuesta y Harrison elaboró el que es hoy uno de los complejos arquitectónicos más icónicos de la ciudad, el UN Headquarters (Figura 6.5.2). El complejo se terminó en 1952 y de nuevo sus formas más características son la torre y la esfera, como la dicotomía constante en la arquitectura de Nueva York que fue vista por primera vez en el Crystal Palace de Nueva York.



Figura 6.5.2: Sede de las Naciones Unidas en Nueva York construida entre 1947 y 1952. Fotografía: <http://www.helicopteronuevayork.com/vistas/el-edificio-de-la-onu/>

6.6 Reflexiones finales

El edificio del Crystal Palace se construyó en un momento crucial en el desarrollo de las estructuras metálicas en Estados Unidos. El edificio, con una estructura mixta de hierro de fundición, hierro forjado y paneles de vidrio, fue el primero de esta tipología en el país. Tanto los aciertos como los desaciertos en su diseño y construcción sirvieron de guía para los edificios metálicos posteriores. El diseño de su estructura se basó en la todavía breve experiencia constructiva de puentes metálicos, que eran las únicas estructuras metálicas de envergadura de la época. A pesar de ello, el edificio mostró el futuro de la arquitectura y las estructuras metálicas que se desarrollarían con posterioridad en la ciudad.

Durante la celebración de la exposición, la presentación del ascensor de pasajeros inventado por Elisha Otis, fue la aportación más notable a la historia de la arquitectura y supuso el nacimiento de una nueva generación de edificios.

En su corta vida, el edificio fue celebrado por la ciudad de Nueva York y provocó que el hierro y el vidrio fueran la moda en arquitectura. Incluso su trágico final, devorado por las llamas, supuso un episodio didáctico demostrando la fragilidad de las estructuras metálicas frente al fuego, de la que tomarían buena cuenta los arquitectos e ingenieros de la época para la siguiente generación de edificios.

Inmediatamente después de su construcción apareció el primer edificio para uso industrial realizado con estructura metálica, el edificio de la Harper & Brothers Printing Company (1854), en el que se utilizaron por primera vez vigas de hierro laminadas en forma de “I”. A partir de entonces y hasta finales de siglo, los edificios de fundición se extendieron por cientos en la ciudad de Nueva York.

Queda demostrado que la construcción del edificio promovió la industria metalúrgica de la ciudad, al demandar para su construcción cientos de toneladas de estructura metálica en un plazo muy limitado de tiempo. Gracias a ello, la industria del hierro prosperó y pudo abastecer la gran demanda en la construcción de los edificios de fundición que se llevaría a cabo entre 1860 y 1880. De hecho, fueron las fundiciones que participaron en el Crystal Palace las que construyeron la mayoría de estos edificios.

En la década de finales de 1880 y principios de 1890, y posteriormente a la revolución de los edificios de fundición, varios edificios con estructura híbrida florecieron también en la ciudad de Nueva York. Los edificios de fundición, junto con las estructuras híbridas, constituyeron la antesala de los rascacielos con estructuras de acero. El primer edificio construido con un sistema de esqueleto de acero, tal y como se construyen los rascacielos modernos, fue el edificio American Surety Buiding construido en Nueva York en 1895.

El Crystal Palace de Nueva York fue un efímero y majestuoso edificio, pionero en su tipología y determinante en la historia de la arquitectura de Estados Unidos, adelantando y forzando el desarrollo del diseño y la industria de las construcciones metálicas.

7. Futuras líneas de investigación

7 Futuras líneas de investigación

En el presente trabajo se han catalogado en torno al 50% de los edificios de fundición que todavía se conservan en los barrios del SoHo y Tribeca en Nueva York. Para realizar un estudio completo sería interesante continuar la catalogación de edificios de fundición en el resto de la ciudad de Nueva York. Por otro lado, sería interesante comparar la evolución de los edificios metálicos con otras ciudades de Estados Unidos. La ciudad que competía con Nueva York como la capital de los rascacielos a finales de siglo XIX fue Chicago, por lo que esta sería la ciudad más recomendable para el estudio.

Los edificios de fundición fueron los antecesores de los rascacielos de estructura metálica. No obstante, a finales del siglo XIX, existió un periodo en el que diversos edificios fueron construidos utilizando sistemas estructurales poco ortodoxos, desarrollando estructuras híbridas únicas. Varias de estas estructuras y sistemas constructivos todavía se conservan principalmente en la ciudad de Nueva York. Sería interesante el estudio de los edificios con estructuras híbridas para esclarecer la influencia de estos edificios piloto en las estructuras modernas. Muestra de estos edificios fueron el Tower Building de Nueva York (1889) o los edificios con estructura metálica tipo jaula o *cage* que combinaban una estructura metálica con arriostramiento de albañilería.

Otro punto a desarrollar sería la influencia del Crystal Palace en el desarrollo de los palacios de cristal utilizados como invernadero. Los edificios invernadero de los jardines reales Laeken en Bruselas (1874) o el palacio de cristal de Madrid (1887) son claros ejemplos de la arquitectura en vidrio y hierro que se desarrolló en Europa. En cambio, en Estados Unidos no se han encontrado ejemplos de grandes invernaderos construidos inmediatamente después del edificio. En Nueva York, el edificio más característico de este estilo es el Haupt Conservatory (1910) en el jardín botánico del Bronx, aunque fue construido en una fecha algo tardía para estar directamente relacionado con el Crystal Palace.

Desde un punto de vista del análisis estructural de edificios históricos sería altamente recomendable realizar una investigación sobre la capacidad resistente real de los elementos de fundición. Los elementos de fundición pueden contener espesores irregulares y también oquedades en sus paredes, obligando a tomar valores conservadores cuando se analizan para comprobar su idoneidad. Para determinar con mayor precisión la capacidad del elemento, sería interesante realizar una investigación desde dos enfoques. Por un lado, realizar un mapeo con muestras y ensayos de elementos de fundición provenientes de diferentes fundiciones y épocas para poder establecer una relación entre fabricante, el año de fabricación y la resistencia del material. Y por otro lado, investigar la adecuación de un método de evaluación no destructiva que sea capaz de detectar la existencia de lesiones internas como grietas, oquedades y discontinuidades del material. Esto se podría llevar a cabo mediante la comparación de velocidades de ondas ultrasónicas al atravesar el material con respecto a una tabla de calibración específica tanto para el hierro de fundición como de forja.

8. Conclusions (English version)

8 Conclusions (English version)

This PhD research has been able to clarify the connection between the building of the New York Crystal Palace and the start and development of the metal structures in the United States. The current work has not only focused on the building, but also in all the factors which made possible its design and construction. Another field of investigation has been what was the phenomenon of the first metal buildings in New York starting on the mid of the nineteenth century, and how they led to the first skyscrapers built with steel frame starting in 1895.

The following conclusions summarize the results of the research along with the professional experience of the candidate working on the investigations of historic buildings with metal structure. Since 2011, the candidate has worked at Old Structures Engineering P.C., a New York City base engineering firm specialized in the analysis and intervention of historic buildings. During this time the candidate has worked in dozens of historic buildings at the same time he has published several articles and research results regarding the analysis of historic constructions.

This chapter has been classified in four subchapters according to the results from the different lines of investigations: the historical context, the building, its materials and structure, and the research of the cast-iron buildings. A fifth subchapter summarizing the direct architectural influences of the building has also been added. A final analysis with the outstanding results is found in the last subchapter.

8.1 Results of the study on the historical context

In the mid nineteenth century United States was not one of the most technologically developed countries, specially in the metal industry. A large part of the country economically depended on the agriculture. The industries were accumulated in the north-east coast, and New York City was the most developed and important city.

In the second half of the 19th century New York City experienced a rapid growth economically, urban, and technologically. By the end of the century, New York, despite having suffered a civil war and several recessions, was one of the leading city in building technology constructing the tallest buildings in the world.

It is also in this half of the century when the international exhibitions started to emerge with the aim to display the latest inventions of the industry from all around the globe. The international exhibitions started with the London Exhibition in 1851. Subsequently, New York and Dublin in 1853, and Munich in 1854, hosted their own international exhibition with a high-tech building, a crystal palace. In 1855, with the international exhibition celebrated in Paris, the style of the main building shifted towards a new style settling

the foundations for the Beaux Arts style which would be reproduced in the following exhibitions of the 19th century.

The New York Crystal Palace had a direct influence with the building constructed for the international exhibition hosted in New York in 1939. The architect for the Exhibition, Wallace Harrison, based his design for the main building on the 1853 Crystal Palace and the Latting Observatory built for the exhibition. The building for the 1939 Exhibitions was named Trylon and Perisphere, and was represented by a sphere and a needle of large proportions in an allegory of the 1853's building. Later on, Harrison used the same concept of needle and sphere to merge the designs for the 1952 United Nations Headquarters' building.

8.2 Results of the building study

The idea to host an international exhibition in New York was originated from a group of New Yorkers' businessmen who, after visiting the London's International Exhibition in 1851, decided to organize an exhibition in their city and with its own Crystal Palace. The New York's Exhibition had, from the beginning, a lucrative character, in addition the Exhibition did not receive any economical aid from the state or federal government, leaving all the funding to private funds.

A design contest was announced in 1852 to furnish the Exhibition with a building made of "iron and glass", as the primary condition for the building. National and international architects submitted their designs, Sir Joseph Paxton, James Bogardus, Leopold Eidlitz, and A. J. Downing among others. Among all the proposals, the board of the exhibition chose the design from two barely-known architects: Georg Carstensen and Charles Gildemeister.

Carstensen and Gildemeister were European emigrants with little experience as architects. Carstensen was an outstanding businessman in his home city, Copenhagen, where he developed the first amusement park in 1843, the Tivoli Gardens. Gildemeister, on the other hand, did study architecture in Germany, although there are not records of any building built in Germany or United States he participated. Upon his arrival to United States he worked mainly as portrait painter and lithographer. A few years after the 1853 Exhibition, both architects returned to their home countries and neither worked as architects.

The building designed by Carstensen and Gildemeister, the New York Crystal Palace, was the first large building with a complete metal frame structure built in the United States. Until that time, the metal elements in buildings were used for concrete parts of the buildings, such as columns, lintels, beams, etc.

The building's design was inspired by the modular and prefabricated architecture employed in the London's Crystal Palace, and it was developed in an 8.23 m regular grid. All

the structural elements in the building were light, finished and ready to install without skilled workforce. It was the first time that the division of labour, exposed by Adam Smith (1723-1790), was used in a building process in the United States, and showed its possibilities.

The building had 21,000 m² of exhibit area divided in two stories. The building's footprint was a regular octagon of 120.3 m of diameter. Two higher main naves run the octagon north-south and east-west intersecting in the centre of the octagon, marking a Greek cross. In the transept, mounted on top of the highest point of the naves, a 30 m diameter metal dome crowned the building, which was the first dome of such dimensions in the United States.

The building structure was mainly fabricated with cast iron elements such as the columns, the beams, the arches and the façade panels. Wrought iron was also used in longer elements such as girders and the dome ribs.

From the publications, lithographies, images, and drawings found during the research, structural drawings of the building have been drawn, classifying all the structural elements. The drawings can be found in the Chapter 3.3.

The building employed 1,200 tons of cast iron and 300 tons of wrought iron supplied by twenty eight iron works. The delays during the construction were constant, the original idea was to construct the building in eight months, but it ended up lasting ten and a half months. The building was finally opened on July 14th, two and a half months after the initial date, May 2. One of the reasons of the delays was that the iron works did not have the infrastructure to supply the iron in such a short time. The iron works were, in general, small companies focused in the fabrication of metal elements used in the industry, boilers, stoves and occasionally in buildings. They were not specialized in buildings yet. This is corroborated by the number of iron works between United Kingdom and United States. United Kingdom had a production of iron eight times larger than United states, however the number of iron works in United States was larger (See Table 2.1).

On the contrary, the other massive element used in the building, the glass was only supplied by one manufacturer. The 4,180 square meters of pane glass was supplied in a timely fashion. The fabrication in the 1850s still relied largely in a manual and blowing process. For this reason it is proven that the industry of the glass making was more advanced than the iron industry.

The building also suffered of technical difficulties which were solved in improvised ways during the construction. The fact that the building was the first of its kind along with the fact that there was not experience in the country with large buildings were, primarily, the cause of these issues. A clear example of the lack of experience is the nonexistent figure of a general contractor responsible for the managing and coordination of the construction process. The construction superintendents were naval officers with knowledge of civil

structures by without experience, or with little experience, in this type of buildings; which obviously caused a deficiency in the coordination, budget deviations, and technical difficulties.

Despite the difficulties, the building was built in a record time of ten and a half months, which was a great achievement given that the construction went through the coldest months. Given the tight schedule the construction drawings were being done as the construction moved forward. In addition, a new addition of the building and several modifications ordered by the Commission of the Exhibition, resulted in further issues and delays.

Once the building was opened, and therefore the exhibition, a fair amount of art pieces and the latest industrial achievements were on display for the public to enjoy and also to be inspired. Also, different events happened during the course of the exhibition. One of the most influential events, regarding the development of the high-rise buildings, took place in the building, the presentation of the elevator for passengers of Elisha Otis. With a theatrical background Otis stood in an elevator installed for the occasion which raised to the top of the structure. Once at the top the hoisting rope was cut with a knife but Otis and the elevator did not drop a centimeter thanks to the security system he had designed. The company soon started to install elevators in New York City becoming, at the end of the 19th century, in one of the leading elevator companies worldwide. One of the first elevators installed by Otis was in the Haughwout building in New York in 1855.

There is not doubt that the elevator was a key piece in the development of tall buildings. However, it was not until the end of the 1880s, with the introduction of the electricity, when the elevators started to being widely used. Previously, the elevators were noisy and pulled with steam engines as seen in the Haughwout Building (1855), or pulled by hydraulic devices as seen in the Tribune Building (1875) in New York. Until the introduction of the elevator there was not a real interest in buildings taller than six or seven stories.

The exhibition went fairly well during the summer months, and it was decided to extend the closing date first to the end of the year, 1853, and at the beginning of 1854 it was decided to make the exposition permanent. One of the reasons to continue the exhibition was to recover part of the investment and pay back the 135,000 dollar debt upon the building. However, most of the exhibitors did not continue in 1854, although the majority of the art pieces remained in the building. There were multiple attempts from the Commission to pass the building to the government or the city. Towards the end of 1854, the building did not have any specific use and it was sporadically used as ballroom to host fundraising events and other meetings.

In October 5th 1858, a fire erased the building in just 40 minutes. The firefighters came quickly but there was not pressure in the nearby hydrants because, apparently, were being

repaired. An intentional act or not, the truth is that the fire showed the fragility of the metal structures, which influenced decisively in the next generations of buildings.

8.3 Results of the study on the materials and the structure

The progress on the fabrication and design of metal structures for buildings had a turning point with the London Crystal Palace in 1851, in a European level, and with the New York Crystal Palace in 1853, in an American level. Until that time, the design of structures was applied principally to civil constructions since the iron was a material rarely used in buildings. Even in the civil construction there were a small number of iron bridges in the United States in the mid 19th century.

The building of the New York Crystal Palace had its entire main structure constructed of iron and glass. It employed two types of iron: the cast iron and the wrought iron. Approximately the three fourths of the structure was made of cast iron, and one fourth was made of wrought iron. The cast iron was the preferred iron because its fabrication was the simplest. The elements made of cast iron were obtained directly by melting the pig iron and casting the liquid metal into sand molds. It had a high content in carbon (2-4%), and its quality was highly variable depending on the fabrication process and the type of pig iron.

The wrought iron was fabricated out of the same source, the pig iron. However, its fabrication process was more costly. To obtain wrought iron the pig iron had to be melted with higher temperatures than the cast iron, while the iron had to be hand-stirred to remove the impurities and most of the carbon in a process called puddling. This process left an iron with a high degree of purity. Afterwards the mass of iron, which had a plastic consistency, was laminated, or hammered, to give the final shape. The iron sections obtained by this process were small and in the form of plates, angles, tees, and rods. To build up a final element, as a beam or a column, it required an assembly process joining different sections by rivets. That is the reason why the wrought iron was only employed in large pieces in the New York's building.

The third material used in the building was the glass. It employed 15,000 glass panels with dimensions of 81 to 89 cm long by 40 cm wide and 3.2 mm thick. At the time there were only two methods to fabricate glass panes, the crown glass method, originally from the Middle Ages, and the mouth-blown cylinder method, which was an evolution of the traditional mouth-blown method. Given the dimensions of the glass panes used in the building the method used was the blown-mouth cylinder method. This method consists in forming large glass cylinders with a combination of mouth-blowing and gravity to stretch the cylinder and obtain larger and thinner panes. Once the cylinders were blown, the ends were cut, the cylinder was longitudinally cut to unwrap it and form straight panes.

The two types of iron had different mechanical properties. The cast iron was a superior material to resist compression, and it was extensively used in columns. However, it had a limited resistance to tension and a brittle behavior due to its crystalized structure formed by the high carbon content. On the other side, the wrought iron was an excellent material to resist tensile and bending forces, and it was generally used in beams and ties. It had a elasto-plastic behavior due to its fibrous structure and low carbon content.

The different behaviors of both types of iron was well known at the time of the building, and it was reflected in its design. However, the lack of codes and standards made a challenging task to accurately calculate the real strength of the iron or its allowable capacity, which might translate in structural failures in complex elements as the ones used in the building. In addition, the structural engineering profession was in its first stages in the United States in the mid of the 19th century. The engineering schools in the country were scarce, condensed in military academies, and the studies were of a short duration, barely two years. The engineer were used in civil constructions to develop the growing railway infrastructure. The number of American engineers were insufficient and European engineers were commonly hired for the large projects. This was the case of the Crystal Palace, where the architect and the chief engineers were all Europeans.

By analyzing the structure of the building in the Chapter 4, it is proven that the design was the product of a rational thought applying the engineering principles of the time. Nonetheless, some of these principles can be classified as non-valid under the modern engineering analysis. It has been verified that several structural elements were not correctly sized and had to be reinforced in the site. As mentioned before, in 1853 there was not building codes to establish the design parameters, there was not an agreement in the mechanical properties, there was not a consensus on the applicable use loads, and even in what formulae to apply. Structural design was not a clear and precise exercise like nowadays, instead most of the parameter were left to the engineer's or architect's experience and knowledge. To recreate the thought process behind the structure, an investigation of the technical codes of the time has been carried out, studying also the known facts involving the structure such as the failures of the wrought iron girders.

In regards to the superimposed loads used in the design of the building, it has been found that the live load used in the floors was 4 kN/m², thanks to the load tests performed in the floors. Comparing this values with the current live loads and historic live loads, it can be classified as acceptable for the use of the building. On the other side, it is unknown what was the snow load or roof load used, or if any was used. Lastly, there are not records of any wind load used in the design. The results of the historical data confirms that any wind load was considered. In fact, wind loads were not required to be taken into account for buildings with small height-to-width ratios until the 1922 New York City Building Code.

In the structural analysis summarized in Chapter 4, it has been demonstrated that the iron trellis beams and trellis girders were not rightfully sized to resist the required loads. It is important to bear in mind that the procedures to solve trussed beams, such as the method of the sections, the method of the nodes, and the method of Cremona, did not exist or were not yet generalized. Therefore, it is quite certain that the engineering process to design the trellis beams derived from the empirical formulae.

On the other side, the analysis of the cast-iron column shows that it can be considered as properly designed under the modern analysis techniques. Although the analysis also shows an interesting inconsistency. Under the 19th century codes the cast-iron column would have been classified as unsafe given its high slenderness.

The contradiction in the results plus the fact that the beams and girders were not strong enough to carry the loads sets a good example of the state of the art of the structural design in United States in most of the 19th century. Which had the knowledge to design simple elements, such as columns, but it did not have yet the knowledge to analyze and design complex elements such as the trellis beams and girders. In addition, the fact that the load tests were a common practice, not only in the New York building but also in the London's, confirms that the design formulae were still empirically based.

8.4 Results of the study on the cast-iron buildings

After the New York Crystal Palace, the construction of metal-frame building started to appear in New York, these first buildings were named cast-iron buildings and employed a cast-iron structure in the facades and lower floors. In this thesis 430 cast-iron buildings has been classified to study their evolutions between 1850 to 1890. The results can be found in the Chapter 5 and the data in Appendix II.

Before the Crystal Palace, the iron works settled in the city were not accustomed to fabricate large-scale metal structures, mainly because there was not a great demand. Nevertheless, after the construction of the building, several iron works involved in its construction focused their business in the construction of the cast-iron buildings.

The cast-iron buildings were used for commercial and industrial purposes in their beginnings. That's the reason they grew in the industrial areas closer to the city center, located now in the neighborhoods of SoHo and Tribeca.

In the research, the cast-iron buildings have been classified in two categories, according if the façade was entirely or partially made of cast-iron elements. The analysis of the data shows that in a first place the majority of the cast-iron buildings used a partial cast-iron façade. From 1869 and forward the buildings with a full cast-iron façade were the predominant ones. In the 1880s the number of cast-iron buildings, with full and partial

façades, declined until their extinction at the end of the decade and beginning of the 1890s.

With the study of the duration of the construction of these buildings, it has been discovered that the duration fell between 160 to 300 days, which were surprising numbers considering the size of the buildings. Furthermore, the cost of the cast-iron buildings was similar to the traditional masonry buildings, and more economical than the stone-façade buildings. Part of the success of the cast-iron building lies on these facts, for the same price a business owner could construct a building with more light, with elaborated façades, and built in a short period of time.

The introduction of the steel within affordable prices in the 1890s replaced the use of the cast iron and wrought iron for structural purposes and, thereby, the disappearance of the cast-iron buildings. The steel possessed higher mechanical properties, allowed larger sections, and stiffer connections, which translated into the tallest and most slender buildings, the skyscrapers.

8.5 Building's influence in the architecture

An important fact to be considered is that the Washington Capitol was being renovated, and practically rebuilt because a fire, at the same time than the New York Crystal Palace. In 1854, the Capitol's architect, Thomas U. Walter (1804-1887), started elaborating the design of a metal dome to replace the existing wooden dome. The interior diameter of the existing dome was 30 meters, exactly the same diameter as the Crystal Palace's dome, which at that time was already constructed. Walter, most certainly, visited the Crystal Palace and could extract idea and visualize the possibilities of an iron dome. Finally, the dome of the Capitol was constructed with a metal structure, although with a cast-iron structure instead of the wrought iron ribs employed in the Crystal Palace.

The building of the Crystal Palace was the ground to establish the concept of "Manhattanism" announce by the architect Rem Koolhaas in his essay *Delirious New York*. According to Koolhaas, the needle and the sphere, represented by the Latting Observatory and the Crystal Palace's dome, represented for the first time the two extremes of New York architecture. On one hand, the needle is the slenderest of the structures, it is the minimum volume with the maximum visual impact. On the contrary, the sphere is the most efficient shape to create the maximum space with the minimum superficial skin.

In many aspects, the history of the New York's architecture is framed in the dialect between these two shapes. The skyscrapers, as the needle, wants to possess the maximum interior space; and the spacious building, represented by the globe, wants to grow vertically. A productive relationship which has resulted in exceptional buildings with the capacity of the needle to attract attention and minimize ground floor, combined with the spaciousness of the sphere.

This dialog between the two shapes was clearly materialized in the 1939 New York International Exhibition. As mentioned before, the architect Wallace Harrison based his design of the main exhibition buildings, Trylon and Perisphere, on the building of the New York Crystal Palace (Figure 6.5.1).

Years later, Harrison was selected as the leading architect for the new building of the United Nations Headquarters built in New York in 1952. Harrison worked out a final design based on designs of well known architects such as Le Corbusier or Oscar Niemeyer. Each architect submitted his proposal and Harrison combined them to build one of the most iconic buildings in New York (Figure 6.5.2). The complex was finished in 1952 and again their most characterized shapes were the needle and the sphere, as the constant dichotomy of New York architecture first seen in the Crystal Palace of 1853.

8.6 Final reflections

The building of the New York Crystal Palace was built in a crucial moment in the development of the metal structures in the United States. The building's structure was a combination of cast-iron and wrought-iron members with glass. It was the first building of this kind in the country. The achievements and failures in its design and construction were used in the following generation of metal-frame buildings. The design of the structure was based on a scarce experience in metal bridges which were the only large metal constructions at the time. Nonetheless, the building showed the future of the metal buildings which proliferated afterwards in the city of New York.

During the Exhibition, the presentation of the passenger elevator by Elisha Otis was one of the most influential events in the history of architecture, and set the ground of a new generation of buildings.

In its short life, the building was celebrated by the city and popularized the use of the iron and the glass in architecture. Even its tragical aftermath, destroyed by fire, was an educational event by exposing the fragility of the metal structures under fire, which the architects and engineers would take into consideration for the next generation of buildings.

Immediately after the construction of the Crystal Palace, the first cast-iron building was constructed, the Harper & Brother's Printing Company building in 1854. It was the first time that laminated iron "I" beams were used for the floor framing. From then and until the end of the century, the cast-iron buildings widespread by hundreds in the city of New York.

It is therefore demonstrated that the construction of the Crystal Palace boosted the metallurgic industry in the area as a result of the demand of hundreds of tones of metal structure in a short time frame. Because of this, the iron works proliferated and were capable to fabricate the numerous cast-iron buildings between the 1860 and the 1880. As a mat-

ter of fact, the iron works that constructed the Crystal Palace built a larger portion than any of the rest of the iron works.

At the end of the 1880's and beginning of the 1890s, several buildings with hybrid structures flourished in the city of New York. The cast-iron buildings along with the hybrid structures were the prelude of the steel-skeleton skyscrapers. The first building built with a true steel-skeleton system, as the modern steel skyscrapers are built, was the American Surety Building, constructed in New York in 1895.

The New York Crystal Palace was an ephemeral and grandiose building, it was a pioneer in the metal structures and was decisive in the history of the architecture in the United States, advancing and forcing the development and industry of the metal-frame buildings.

9. Bibliografía

9 Bibliografía

AISC (1953). *AISC Iron and Steel Beams, 1873-1952*. Chicago: American Institute of Steel Construction.

American Wood Council (2015). *National Design Specification (NDS) Supplement: Design Values for Wood Construction*. Leesburg, Virginia: American Wood Council.

Ashton, T. S. (1924). *Iron and Steel in the Industrial Revolution*. Oxford, Manchester: The University Press.

Aston, J., & Story, E. B. (1942). *Wrought Iron. Its Manufacture, Characteristics and Applications*. Pittsburgh, Pennsylvania: A. M. Byers Company.

The Automotive Manufacturer (1872). *The Automotive Manufacturer*, Vol. II, Enero: Trade New Publishing Company.

Badger, D. D. (1865). *Illustrations of Iron Architecture, made by The Architectural Iron Works of the City of New York*. New York: Baker & Godwin Printers.

Bannister, T. C. (1948). The Genealogy of the Dome of the United States Capitol. *Journal of the Society of Architectural Historians*, Vol. 7, No. 12, 1-31. University of California Press.

Berlyn, P. y Fowler, Ch. Jr. (1851). *The Crystal palace, its architectural history and constructive marvels*. Londres: James Gilbert.

Birkmire, W. H. (1892). *Architectural Iron and Steel, and its Application in the Construction of Buildings*. New York: John Wiley & Sons.

Birkmire, W. H. (1894). *Skeleton Construction in Buildings*. New York: John Wiley & Sons.

Bowen, B., & Friedman, D. (2012). *Two Crystal Palaces: Constructive Technology and Practice; Great Britain 1851 – United States 1853*, 4th International Congress on Construction History. Paris.

Bradford Landau, S., & Condit, C. W. (1996). *Rise of the New York skyscraper, 1865-1913*. New Haven & London: Yale University Press.

Brown, H. C. (1924). *Fifth Avenue Old and New. 1824 - 1924*. New York: Fifth Avenue Association.

The Building Code of the City of New York (1887). Laws Relating to Buildings in The City of New York. New York: The Record and Guide.

The Building Code of The City of New York (1901). New York: New York City Department of Buildings.

The Building Code of the City of New York (1922). *New Code of Ordinances of the City of New York*. Adopted June 20 1916. With all amendments to January 1, 1922. New York: The Banks Law Publishing Company.

The Building Code of the City of New York (1942). *Building Laws of the City of New York*. Vol. I, Articles 1 - 11. New York: New York City Department of Buildings.

The Building Code of the City of New York (2014). New York: New York City Department of Buildings.

Building Trades. Union History Co. (1899). *History of Architecture and the Building Trades of Greater New York*. New York.

Burr, W. H. (1888). *A Course on the Stresses in Bridge and Roof Trusses, Arched Ribs and Suspension Bridges*. New York: John Wiley & Sons.

Calhoun, D. H. (1960). *The American Civil Engineer: Origins and Conflict*. Cambridge, Mass.: The MIT Press.

Carstensen, G., & Gildemeister, C. (1854). *Illustrated Description of The New York Crystal Palace*. New York: Riker, Thorne, & Co. Publishers.

Chiu, E. (2005). *The New York Crystal Palace: The Birth of a Building*. Maryland: University of Maryland. Digital collection. Obtenido de: <http://hdl.handle.net/1903.1/303>

Coleman, E. E. (1960). The Exhibition in the Palace. A Bibliography Essay. *Bulletin of the New York Public Library*, Vol. 64, N° 9.

Condit, C. W. (1960). *American Building Art: The Nineteenth Century*. New York: Oxford University Press.

Cutler, E. (1998). Passage to Modernity: Leaves of Grass and the 1853 New York Crystal Palace Exhibition in New York. *Walt Whitman Quarterly Review*, Vol. 16, N° 2, 65-89.

Engineering News (1909). Some Causes of the Prevailing Hyper-practicality. *Engineering News. A journal of civil, mechanical, mining and electrical engineering*, Vol. 62, Julio – Diciembre.

The Evening Post (1849). City Intelligence. *The Evening Post*, New York, 3 de mayo de 1849.

Fairbairn, W. (1857-58). *On the Application of Cast and Wrought Iron to Building Purposes*. London: Bradbury and Evans, Printers, Whitefriars.

Fairbairn, W., & Pole, W. (1877). *The Live of Sir William Fairbairn, Bart*. London: William Pole.

Fernández Navarro, J. M. (2003). *El Vidrio*. Madrid: Textos Universitarios. Centro Superior de Investigaciones Científicas. Sociedad Española de Cerámica y Vidrio.

- Flannery, J. L. (2009). *The Glass House Boys of Pittsburgh: Law, Technology, and Child Labor*. Pittsburgh: University of Pittsburgh Press.
- Friedman, D. (1995). *Historical Building Construction. Design, Materials, and Technology*. New York: W. W. Norton & Company.
- Friedman, D. (2006). The darlington building collapse: modern engineering and obsolete systems, 4th Congress on Forensic Engineering, Reston, VA, USA, 2006: American Society of Civil Engineering.
- Friedman, D., & Pardo Redondo, G. (2012). The New York Crystal Palace: Iron Structure without Engineering, 8th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions, Wroclaw, Poland, pp. 1119 – 1126.
- G. P. Putnam & Co. (1854). *How to See the New York Crystal Palace: Being a Concise Guide to the Principal Objects in the Exhibition*. New York: Billin & Brothers, Printers.
- Gayle, M., & Edmund V. G. Jr (1974). *Cast Iron Architecture in New York*. New York: Dover.
- Gayle, M., & Gayle, C. (1998). *Cast-Iron Architecture in America. The Significance of James Bogardus*. New York: W. W. Norton & Company.
- Gayle, M., Look, D. W., & Waite, J. G. (1992). *Metals in America's Historic Buildings. Uses and Preservation Treatments*. Washington: U.S. Department of the Interior. National Park Services. Cultural Resources.
- Gideon, S. (1967). *Space, Time and Architecture*. Cambridge, Massachusetts: Harvard University Press.
- Gleason, F. (1853-1854). *Gleason's Pictorial*, Vol. 6, N° 1: M. M. Ballo Publishers.
- Gloag, J., & Bridgwater, D. (1948). *A History of Cast Iron in Architecture*. London: W. S. Crowell Ltd.
- Grafton, J. (1977). *New York in the Nineteenth Century. 317 Engravings from "Harper's Weekly" and other contemporary sources*. New York: Dover Publications, Inc.
- Greeley, H. (1853). *Art and Industry as represented in the Exhibition at the Crystal Palace*. New York: New York Tribune.
- Guedes, P. P. (2010). *Iron in Building. 1750 - 1855: Innovation and Cultural Resistance*. Brisbane, Australia: The University of Queensland.
- Hirschfeld, Ch. (1957). America on Exhibition: The New York Crystal Palace. *American Quarterly*, Vol. 9, N° 2, 101-116.
- Hitchcock, H. R (1969). *Architecture: Nineteenth and Twentieth Centuries*. Baltimore: Penguin Books.

- Hodgkinson, E. (1846). *Experimental Researches on the Strength and Other Properties of Cast Iron*. London: John Weale.
- Holliday, K. E. (2008). *Leopold Eidlitz: Architecture and Idealism in the Gilded Age*. New York: W. W. Norton & Company.
- Johnson, J. B. (1889). Proper Tests for Cast Iron. *Engineering News*, September 04, 1889.
- Koolhaas, R. (1994). *Delirious New York*. New York: The Monacelli Press.
- Kunhardt Jr., P. B., Kunhardt III, P. B., & Kunhardt, P. W. (1995). *P.T. Barnum: America's Greatest Showman*. New York: Knopf.
- Kurrer, K. E. (2008). *The History of the Theory of Structures*. Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH.
- Landmark's Report (1973). *Soho Cast Iron Historic District Designation Report*. New York: Landmarks Preservation Commission.
- Landmark's Report (1992). *Tribeca East Historic District Designation Report*. New York: Landmarks Preservation Commission.
- Landmark's Report (2010). *SoHo-Cast Iron Historic District Extension Designation Report*. New York City: Landmarks Preservation Commission.
- Laws of New York (1860). *Sessions Laws of New York*. New York: New York City Department of Buildings.
- Lippincott's Magazine (1876). *Lippincott's Magazine of Popular Literature and Science*, March 1876, Vol. 27, N° 99, 272.
- Manual of the Bouton Foundry (1887). *Manual of the Bouton Foundry*. Chicago: R. R. Donelley & Sons.
- McKean, J. (1994). *Crystal Palace. Joseph Paxton and Charles Fox*. London: Phaidon.
- Misa, Th. J. (1995). *A Nation of Steel: The Making of Modern America, 1865 - 1925*. Baltimore: John Hopkins University Press.
- Mitchell, B. R., & Deane, P. (1971). *Abstract of British Economic Statistics*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Mitchell, B. R., & Deane, P. (2003). *International Historic Statistics: The Americas*. London: Palgrave Macmillan.
- Morison, E. E. (1974). *From Know-how to Nowhere: The Development of American Technology*. New York: Basic Books Inc.

- The New York Historical Society (1899). *History of Architecture and the Building Trades of Greater New York*. New York: Union History Co.
- The New York Times (1908). Necrológica de Peter H. Jackson. *The New York Times*, 18 de Junio de 1908.
- Nielsen, D. (2015). *Bruno Taut's Design Inspiration for the Glasshaus*. New York: Routledge Reserach in Architecture.
- NYC Emergency management & NYC Department of City Planning (2014). *NYC's Risk Landscape: A Guide to Hazard Mitigation*. New York: NYC Department of City Planning.
- Pardo Redondo, G., & de Miguel Alcala, B. A. (2015): Perception of the Tower Building. New York 1889. 5th International Congress on Construction History, 2015, Chicago.
- Paulson, C., Tide, R.H.R., & Meinheit, D. F. (1996). Modern Techniques for Determining the Capacity of Cast Iron Columns. *Standards for Preservation and Rehabilitation, ASTM STP 1258*, pp. 186-200: American Society for Testing and Materials.
- Phelps Stoke, I. N. (1915). *The Iconography of Manhattan Island 1498 - 1909*. New York: Rober H. Dodd.
- Reynolds, T. S. (1991). *The Engineer in America. A Historical Anthology from Technology and Culture*. London and Chicago: The University of Chicago Press.
- Riemann, X., & Hammer-Schenk, H. (2004). *Dauer und Wechsel: Festschrift für Harold Hammer-Schenk zum 60. Geburtstag*. Berlin: Lukas-Verl.
- Shergold, P. R. (1982). Civil Engineering and the Admiralty: Thomas Tredgold, Edward Deas Thomson and Early Steam Navigation, 1826-1828. *The Great Circle. The Australian Association for Maritime History*, Vol. 4, N° 1.
- Silliman, B. Jr., & Goodrich, C. R. (1854). *The World of Science, Art, and Industry Illustrated from Examples in the New-York Exhibition, 1853-54*. New York: G. P. Putnam and Company.
- Spassky, N., Bantel L., Burke, D., Perlman, M., & Walsh, A. (1985). *American Paintings in the Metropolitan Museum of Art. A Catalogue of Works by Artists Born between 1816 and 1845. Vol. II*. New York: Kathleen Luhrs. The Metropolitan Museum of Art.
- Spoerl, J. S. (2016) *A Brief History of Iron and Steel Production*. Manchester, NH: Saint Anselm College. Obtenido de: <http://www.anselm.edu/homepage/dbanach/h-carnegie-steel.htm>
- Timoshenko, S. P. (1983). *History of Strength of Materials*. New York: Dover Publications, Inc.
- Trautwine, J. C. (1874). *The civil engineer's pocket-book, of mensuration, trigonometry, surveying, hydraulics, etc.* Philadelphia: Renser & Haffelfinger.

Tredgold, T., & Hodgkinson, E. (1842). *Practical Essay on the Strength of Cast Iron and Other Metals*. London: W. Hughes, King's Head Court, Gough Square.

BLOQUE V | Anexos

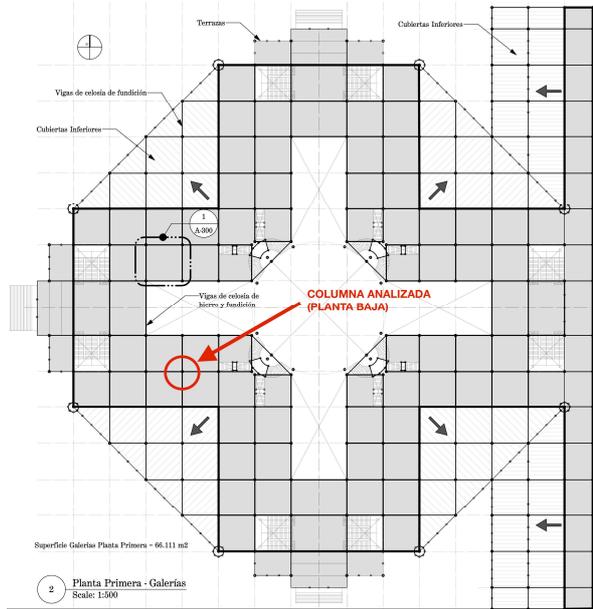
Anexo I. Cálculos del análisis estructural

Anexo II. Tabla resumen del estudio de los edificios de fundición

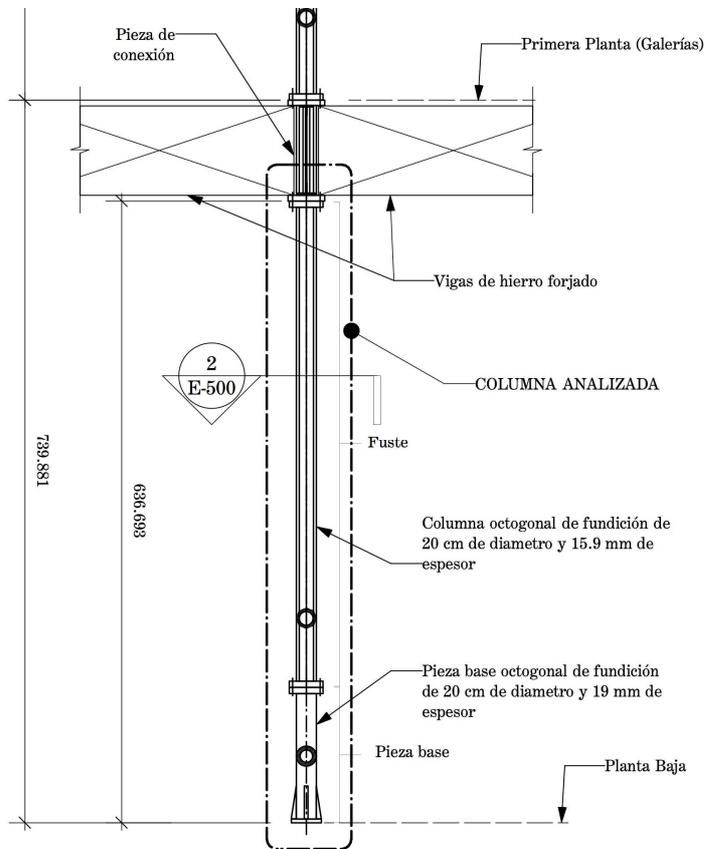
Anexo I. Cálculos del análisis estructural

COLUMNA DE FUNDICION - ANALISIS ESTRUCTURAL

Descripcion: Columna de fundicion octogonal hueca de 20 cm de diametro y 6.4m de altura en el edificio *Crystal Palace* de Nueva York construido en 1853. La columna analizada esta situada en planta baja y soporta los forjados de planta primera y las cubiertas intermedias.



Planta primera del edificio. Situación de la columna analizada



Columna de fundicion analizada. Ver dibujo E-500

1. ELEMENTO - COLUMNA DE FUNDICION

Diametro exterior	$D := 8 \text{ in} = 20.32 \text{ cm}$
Espesor	$t := 15.9 \text{ mm}$
Diametro interior	$d := D - (2 \cdot t) = 17.14 \text{ cm}$
Altura de la columna (primera planta)	$l := 6.4 \text{ m}$
Altura de la columna (segunda planta)	$l_2 := 7.4 \text{ m}$
Area de la seccion obtenida geometricamente (Ver plano E-500)	$A := 99.39 \text{ cm}^2$
Radio de giro obtenido geometricamente (Ver plano E-500)	$r := 6.1035 \text{ cm}$

2. CARGAS Y SOBRECARGAS

PESOS MUERTOS

Densidad del pino blanco utilizado para las viguetas segun NDS 2015	$\delta_{white_pine} := 25.5 \text{ pcf} = 408.471 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Densidad del pino amarillo utilizado para el suelo segun NDS 2015	$\delta_{yellow_pine} := 43.6 \text{ pcf} = 698.405 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Separacion de las viguetas	$s := 27 \text{ in} = 0.686 \text{ m}$
Peso de las viguetas (2.5x7 pulgadas @ 0.686 m)	$q_{viguetas} := \frac{2.5 \text{ in} \cdot 7 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine}}{s} = 0.066 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Peso de las vigas de madera (3x10 pulgadas @ 2.74m)	$q_{vigas_madera} := \frac{3 \text{ in} \cdot 10 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine}}{2.74 \text{ m}} = 0.028 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Peso del suelo de pino amarillo de 3.2 cm de espesor	$q_{suelo} := 3.2 \text{ cm} \cdot \delta_{yellow_pine} = 0.219 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Peso de las viguetas de cubierta mas chapa (aproximado)	$q_{cubierta} := 10 \text{ psf} = 0.479 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Peso aproximado de las vigas de funcion	$q_{vigas_fund} := 37 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}} = 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Densidad del hierro de fundicion $\delta_{hierro_fund} := 449 \text{ pcf} = (7.192 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Peso de la columna de fundicion $q_{col} := A \cdot \delta_{hierro_fund} = 0.701 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

CARGA MUERTA TOTAL EN LA COLUMNA DE PLANTA BAJA

Distancia entre columnas en la direccion X $long_X := 8.23 \text{ m}$

Distancia entre columnas en la direccion Y $long_Y := 8.23 \text{ m}$

Area tributaria del forjado de planta primera $t_{area_1} := long_X \cdot long_Y = 67.733 \text{ m}^2$

Area tributaria del forjado de planta segunda (cubierta intermedia) $t_{area_2} := long_X \cdot long_Y = 67.733 \text{ m}^2$

Peso muerto total del forjado de planta primera $P_{D1} := (q_{viguetas} + q_{suelo}) \cdot t_{area_1} + q_{vigas_fund} \cdot long_X \cdot 2$

$P_{D1} = 28.2 \text{ kN}$

Peso muerto total del forjado de planta segunda (cubierta intermedia) $P_{D2} := q_{cubierta} \cdot t_{area_2} + q_{vigas_fund} \cdot long_X \cdot 2$

$P_{D2} = 41.319 \text{ kN}$

Peso muerto total en la columna de planta baja $P_D := P_{D1} + P_{D2} + (q_{col} \cdot (l + l_2)) = 79.192 \text{ kN}$

SOBRECARGAS

Sobrecarga de uso en forjados, segun la documentacion original encontrada $L := 85 \text{ psf} = 4.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Sobrecarga de cubierta y de nieve segun Trautwine, 1874 (primera referencia encontrada) $L_{cubierta} := 0.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Sobrecarga en el forjado de planta primera $P_{L1} := L \cdot t_{area_1} = 275.661 \text{ kN}$

Sobrecarga en el forjado de planta segunda

$$P_{L2} := L_{cubierta} \cdot t_{area_2} = 64.346 \text{ kN}$$

Sobrecarga total en la columna de planta baja

$$P_L := P_{L1} + P_{L2} = 340.007 \text{ kN}$$

CARGA TOTAL (PESO MUERTO + SOBRECARGA) EN LA COLUMNA DE PLANTA BAJA

$$P := P_D + P_L = 419.199 \text{ kN}$$

3. ANALISIS DE LA COLUMNA

Tension a compresion maxima en la columna

$$f_a := \frac{P}{A} = 42.177 \frac{N}{mm^2}$$

Analizando la columna bajo las formulas de Hodgkinson de 1842 y el NYC BC de 1860

Tension a compresion ultima para el hierro de fundicion

$$F_{u_CI} := 551 \frac{N}{mm^2}$$

Relacion altura anchura de la columna

$$\frac{l}{D} = 31.496$$

Axial ultimo a compresion en la columna segun Hodgkinson para columnas con $l/D > 25$

$$P_u := 44.3 \cdot \frac{\left(\frac{D}{in}\right)^{3.6} - \left(\frac{d}{in}\right)^{3.6}}{\left(\frac{l}{ft}\right)^{1.7}} \cdot (9.96 \text{ kN}) = (2.037 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$P_u = (2.037 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Codigo de seguridad de para el hierro de fundicion segun el codigo de NY de 1860

$$\phi := \frac{1}{6}$$

Axial a compresion admisible en la columna

$$P_{adm} := P_u \cdot \phi = 339.564 \text{ kN}$$

Tension admisible a compresion en la columna

$$F_{a_1842} := \frac{P_{adm}}{A} = 34.165 \frac{N}{mm^2}$$

Relacion entre tesion actual y admisible a compresion

$$\frac{f_a}{F_{a,1842}} = 1.235$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{a,1842}} \leq 1, \text{"Aceptable"}, \text{"NO Aceptable"} \right)$$

Check = "NO Aceptable"

Relacion entre tension a compresion en la columna y tension ultima del hierro de fundicion

$$\frac{f_a}{F_{u,CI}} = 0.077$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{u,CI}} \leq 1, \text{"Dentro del limite"}, \text{"Fuera de limites"} \right)$$

Check = "Dentro del limite"

La columna segun Hodgkinson (1842) y el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1860, no seria apta para soportar las cargas. La tension a compresion se encuentra un 23.5% por encima de la admisible. No obstante la tension no sobrepasa la tension ultima o de rotura de la columna.

Analizando la columna segun las formulas de Trautwine (1874) y el NYC BC de 1887

Tension a compresion ultima para el hierro de fundicion segun Trautwine

$$F_{u,CI} := 587 \frac{N}{mm^2}$$

Para utilizar la formula de Trautwint t/D debe ser menor o igual que 1/8

$$Check := \text{if} \left(\frac{t}{D} \leq \frac{1}{8}, \text{"Formula valida"}, \text{"Formula no valida"} \right)$$

Check = "Formula valida"

Axial a compresion ultimo en las columnas de fundicion

$$N_{u,CI} := \frac{\frac{A}{in^2} \cdot 80000}{1 + \left(\frac{\left(\frac{l}{in} \right)^2}{\left(\frac{D}{in} \right)^2} \cdot \frac{1}{400} \right)} \cdot lbf = (1.575 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Coficiente de seguridad a compresion para columnas segun el codigo de NYC de 1887

$$\phi := \frac{1}{6}$$

Carga axial admisible segun Trautwine y NYC BC 1887

$$P_{adm} := N_{u_CI} \cdot \phi = 262.555 \text{ kN}$$

Tension a compresion admisible en la columna

$$F_{a_1874} := \frac{P_{adm}}{A} = 26.417 \frac{N}{mm^2}$$

Relacion entre tension actual y admisible a compresion

$$\frac{f_a}{F_{a_1874}} = 1.597$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{a_1874}} \leq 1, \text{"Aceptable"}, \text{"NO Aceptable"} \right)$$

Check = "NO Aceptable"

Relacion entre tension a compresion en la columna y tension ultima del hierro de fundicion

$$\frac{f_a}{F_{u_CI}} = 0.072$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{u_CI}} \leq 1, \text{"Dentro del limite"}, \text{"Fuera de limites"} \right)$$

Check = "Dentro del limite"

La columna segun Trautwine (1874) y el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1887, no seria apta para soportar las cargas. La tension a compresion se encuentra un 59.7% por encima de la admisible. No obstante la tension no sobrepasa la tension ultima o de rotura de la columna.

Analizando la columna el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1901

Tension a compresion admisible

$$F_{c_CI_1901} := 110 \frac{N}{mm^2}$$

La formula para determinar la maxima carga a compresion esta limitada a columnas con una esbeltez $l/r < 70$

$$\frac{l}{r} = 104.858$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{l}{r} \leq 70, \text{"Formula valida"}, \text{"Formula no valida"} \right)$$

Check = "Formula no valida"

Comparacion entre tension a
compresion axial en la columna y la $\frac{f_a}{F_{c_CI_1901}} = 0.383$
maxima tension admisible a compresion

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{c_CI_1901}} \leq 1, \text{"Dentro del limite"}, \text{"Fuera de limites"} \right)$$

Check = "Dentro del limite"

La columna no puede ser completamente analizada segun el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1901 ya que la esbeltez de la columna, $\frac{l}{r} = 104.858$, es superior a la esbeltez maxima que pueden tener las columnas de fundicion, $l/r < 70$. No obstante comparan las tesiones a compresion con las admisibles se comprueba que las teniones admisibles estan dentro de los limites.

Analizando la columna el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1916

Tension a compresion admisible $F_{c_CI_1916} := 110 \frac{N}{mm^2}$

La formula para determinar la
maxima carga a compresion esta
limitada a columnas con una
esbeltez $l/r < 70$

$$\frac{l}{r} = 104.858$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{l}{r} \leq 70, \text{"Formula valida"}, \text{"Formula no valida"} \right)$$

Check = "Formula no valida"

$$\frac{f_a}{F_{c_CI_1916}} = 0.383$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_a}{F_{c_CI_1916}} \leq 1, \text{"Dentro del limite"}, \text{"Fuera de limites"} \right)$$

Check = "Dentro del limite"

La columna no puede ser completamente analizada segun el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1916 ya que la esbeltez de la columna, $\frac{l}{r} = 104.858$, es superior a la esbeltez maxima que pueden tener las columnas de fundicion, $l/r < 70$. No obstante comparan las tesiones a compresion con las admisibles se comprueba que las teniones admisibles estan dentro de los limites.

Analisis de la columna segun ultimos estudios (Paulson, Tide, & Meniheit; 1996)

Se basa en el disenyo LRFD con cargas mayoradas y valores de resistencia ultimos

Esbeltez de la columna $\frac{l}{r} = 104.858$

Formula para esbelteces menores de 108. $l/r < 108$ $F_{cr} := 117 \frac{N}{mm^2}$

Coficiente de seguridad $\phi := 0.65$

Carga axial nominal $P_n := A \cdot F_{cr} = (1.163 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Carga axial maxima en columna $P_{n\phi} := P_n \cdot \phi = 755.861 \text{ kN}$

Tension ultima aceptable a compresion $F_{a_u} := \frac{P_{n\phi}}{A} = 76.05 \frac{N}{mm^2}$

Dado que esta formula se basa en LRFD las cargas se deben mayorar. Se toman los coeficientes del codigo edificatorio de la ciuda de Nueva York, el 2014 NYC BC.

Coef. de mayoracion de cargas muertas segun 2014 NYC BC $\gamma_D := 1.2$

Coef. de mayoracion sobrecargas de uso segun 2014 NYC BC $\gamma_L := 1.6$

Carga axial mayorada, carga ultima $P_u := \gamma_D \cdot P_D + \gamma_L \cdot P_L = 639.042 \text{ kN}$

Tension ultima a compresion
en columna

$$f_{a_u} := \frac{N}{A} = 64.296 \frac{\text{ton}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{f_{a_u}}{F_{a_u}} = 0.845$$

$$Check := \text{if} \left(\frac{f_{a_u}}{F_{a_u}} \leq 1, \text{"Aceptable"}, \text{"NO Aceptable"} \right)$$

$$Check = \text{"Aceptable"}$$

Segun las formulas de analisis determinadas por Paulson, Tide, & Meinheit la columna es capaz de soportar las cargas.

4. RESUMEN

Datos de la columna de fundicion

Diametro exterior	$D := 8 \text{ in} = 20.32 \text{ cm}$
Espesor	$t := 15.9 \text{ mm}$
Altura de la columna (primera planta)	$l := 6.4 \text{ m}$
Area de la seccion	$A := 99.39 \text{ cm}^2$
Radio de giro	$r := 6.1035 \text{ cm}$
Esbeltez	$\frac{l}{r} = 104.858$

Cargas y tensiones en la columna

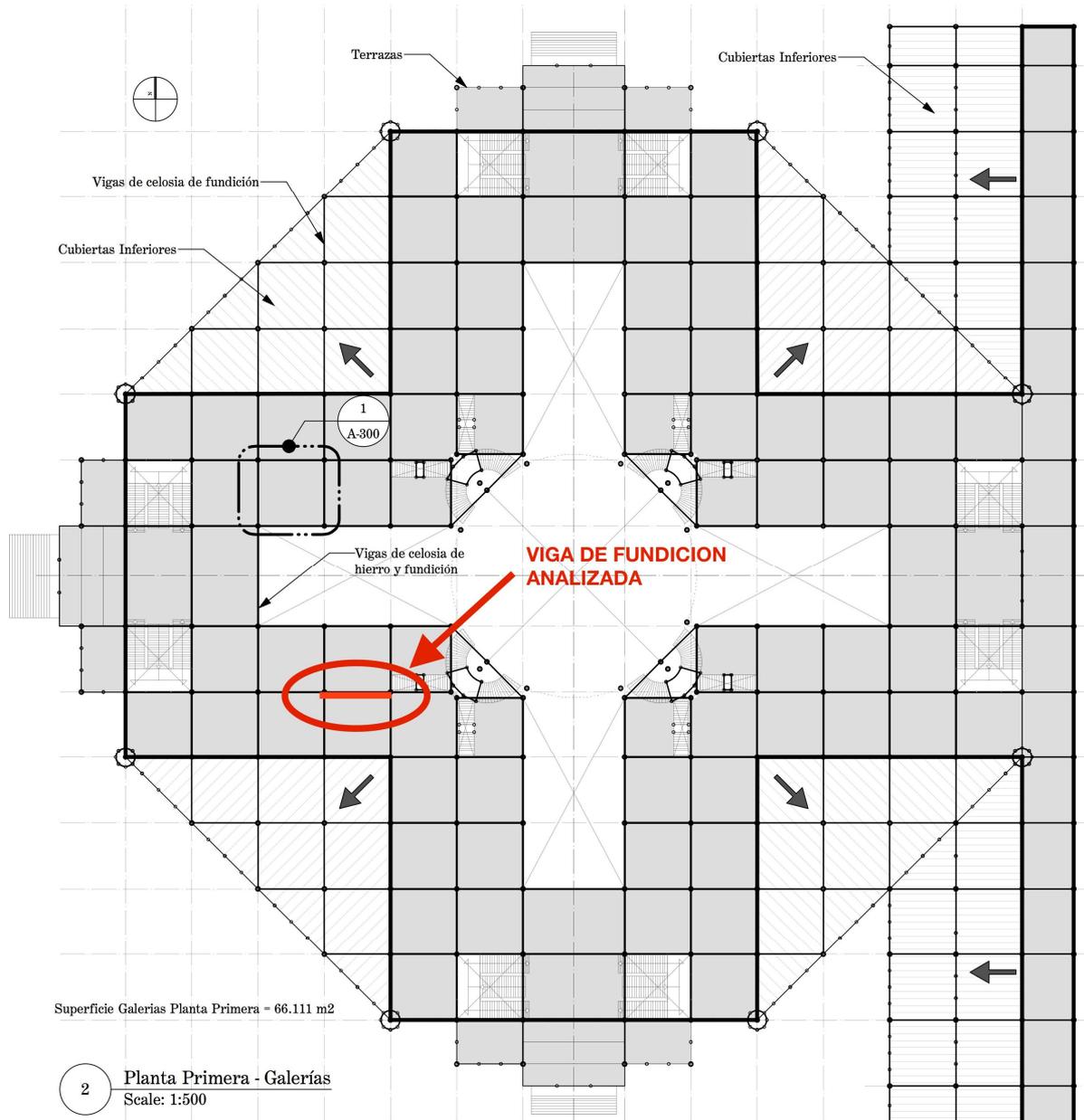
Carga muerta en columna	$P_D = 79.192 \text{ kN}$
Sobrecarga en columna	$P_L = 340.007 \text{ kN}$
Carga total	$P = 419.199 \text{ kN}$
Tension a compresion	$f_a = 42.177 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tension mayorada a compresion (LRFD)	$f_{a_u} = 64.296 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones a compresion admisibles a lo largo de los anyos

Tension a compresion aceptable en 1842-1860	$F_{a_{1842}} = 34.165 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\frac{f_a}{F_{a_{1842}}} = 1.235$
Tension a compresion aceptable en 1874-1887	$F_{a_{1874}} = 26.417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\frac{f_a}{F_{a_{1874}}} = 1.597$
Tension a compresion aceptable en 1901	$Fa_{1901} = \text{"No aplicable, } l/r > l/r \text{ admisible"}$	
Tension a compresion aceptable en 1916	$Fa_{1916} = \text{"No aplicable, } l/r > l/r \text{ admisible"}$	
Tension ultima a compresion aceptable en la actualidad	$F_{a_u} = 76.05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\frac{f_{a_u}}{F_{a_u}} = 0.845$

VIGA EN CELOSIA DE FUNDICION - ANALISIS ESTRUCTURAL

Descripcion: Viga de celosia de fundicion tipica en las galerias de planta primera en el edificio Crystal Palace de Nueva York construido en 1853. La viga consta de tres vanos con diagonales dobles. Toda la viga esta formada por una unica pieza de fundicion. Tiene un a longitud de 8.02 m y una altura de 91.4 cm. El cordon superior e inferior tienen forma en "T", las diagonales y montantes intermedios tienen forma cruciforme y los montantes extremos forma de "T". La viga soporta los forjados de las galerias, sobre sus montantes descansan las vigas de madera o las vigas invertidas. La viga se clasifica como una estructura estaticamente indeterminada o hiperestatica. Parte del analisis se realiza con el software de elementos finitos SCIA Engineering.



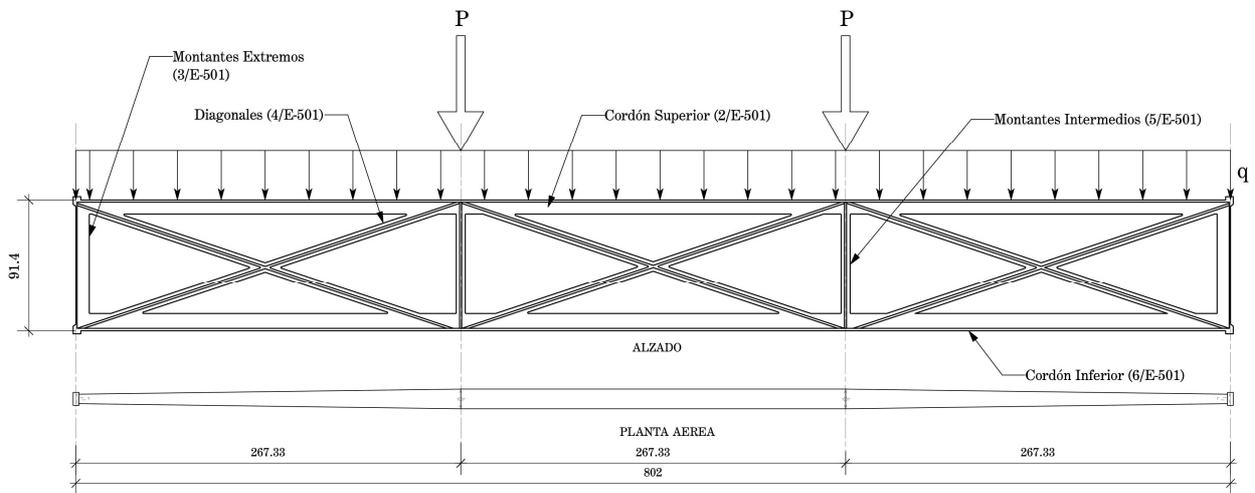
Planta primera del edificio. Situacion de la viga de celosia de fundicion analizada

ANALISIS ESTRUCTURAL - EDIFICIO CRYSTAL PALACE (1853)

Tesis doctoral: El *Crystal Palace* de Nueva York y su contribucion a las estructura metalicas

Autor: Gabriel Pardo Redondo

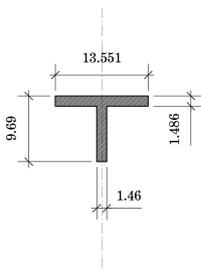
Fecha: 06/03/2017



1 Viga de Celosia de Fundición
Scale: 1:25

Medidas en cm.

Alzado de la viga de fundicion analizada



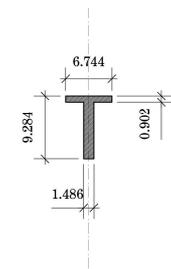
2 Cordón Superior
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 32.118 cm²
Perimeter: 46.482 cm

Centroid:
xC: 5591 cm
yC: 1840 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 247.25 cm⁴
Section Modulus: 34.631 cm³
Radius of Gyration: 2.7746 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 310.24 cm⁴
Section Modulus: 45.790 cm³
Radius of Gyration: 3.1080 cm



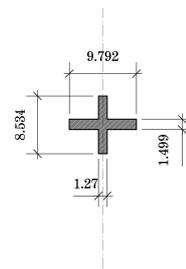
3 Montantes Extremos
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 18.536 cm²
Perimeter: 32.055 cm

Centroid:
xC: 5628 cm
yC: 1888 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 161.37 cm⁴
Section Modulus: 28.242 cm³
Radius of Gyration: 2.9506 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 25.337 cm⁴
Section Modulus: 7.5141 cm³
Radius of Gyration: 1.1691 cm



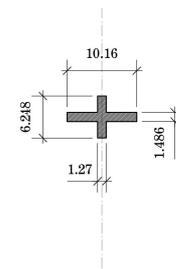
4 Diagonales
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 23.609 cm²
Perimeter: 36.652 cm

Centroid:
xC: 5664 cm
yC: 1838 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 68.177 cm⁴
Section Modulus: 15.977 cm³
Radius of Gyration: 1.6993 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 118.44 cm⁴
Section Modulus: 24.192 cm³
Radius of Gyration: 2.2398 cm



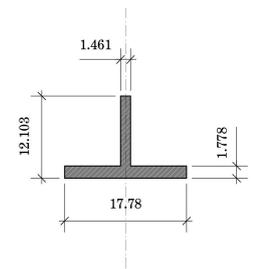
5 Montantes Intermedios
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 21.145 cm²
Perimeter: 32.817 cm

Centroid:
xC: 5700 cm
yC: 1839 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 28.249 cm⁴
Section Modulus: 9.0419 cm³
Radius of Gyration: 1.1558 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 130.68 cm⁴
Section Modulus: 25.724 cm³
Radius of Gyration: 2.4860 cm



6 Cordón inferior
Scale: 1:5

Plane Properties:
Area: 46.693 cm²
Perimeter: 59.766 cm

Centroid:
xC: 5740 cm
yC: 1833 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 516.19 cm⁴
Section Modulus: 55.746 cm³
Radius of Gyration: 3.3249 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 835.49 cm⁴
Section Modulus: 93.981 cm³
Radius of Gyration: 4.2301 cm

Propiedades dimensionales de los elementos de la viga de celosia

1. ELEMENTO - VIGA DE FUNDICION

Longitud de la viga	$l := 8.02 \text{ m}$
Canto de la viga	$d := 91.4 \text{ cm}$
Anchura tributaria	$t_w := l = 8.02 \text{ m}$

2. CARGAS Y SOBRECARGASPESOS MUERTOS

Densidad del pino blanco utilizado para las viguetas segun NDS 2015

$$\delta_{white_pine} := 25.5 \text{ pcf} = 408.471 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Densidad del pino amarillo utilizado para el suelo segun NDS 2015

$$\delta_{yellow_pine} := 43.6 \text{ pcf} = 698.405 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Separacion de las viguetas

$$s := 27 \text{ in} = 0.686 \text{ m}$$

Peso de las viguetas (2.5x7 pulgadas @ 0.686 m)

$$q_{viguetas} := \frac{2.5 \text{ in} \cdot 7 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine}}{s} = 0.066 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso del suelo de pino amarillo de 3.2 cm de espesor

$$q_{suelo} := 3.2 \text{ cm} \cdot \delta_{yellow_pine} = 0.219 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de las vigas de madera (3x10 pulgadas @ 2.74m)

$$q_{vigas_madera} := 3 \text{ in} \cdot 10 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine} = 0.078 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso aproximado de las vigas de fundion

$$q_{vigas_fund} := 37 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

CARGA MUERTA EN LA VIGA

Carga repartida sobre la viga

$$q_D := (q_{viguetas} + q_{suelo}) \cdot \frac{t_w}{3} + q_{vigas_fund} = 1.302 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas concentradas sobre los montantes intermedios los cuales soportan las vigas de madera

$$P_D := (q_{viguetas} + q_{suelo}) \cdot \left(\frac{t_w}{3} \cdot \frac{2}{3} \cdot t_w \right) = 4.075 \text{ kN}$$

SOBRECARGAS

Sobrecarga de uso en forjados, segun la documentacion original encontrada

$$L := 85 \text{ psf} = 4.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga repartida sobre la viga

$$q_L := L \cdot \frac{t_w}{3} = 10.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sobrecarga concentradas sobre los montantes intermedios.

$$P_L := L \cdot \left(\frac{t_w}{3} \cdot \frac{2}{3} \cdot t_w \right) = 58.172 \text{ kN}$$

CARGA TOTAL EN LA VIGA

Total carga distribuida en la viga

$$q := q_D + q_L = 12.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Total cargas puntuales en la viga, sobre los montantes

$$P := P_D + P_L = 62.247 \text{ kN}$$

Distancia desde un extremos a las cargas puntuales

$$l_1 := \frac{l}{3} = 2.673 \text{ m}$$

$$l_2 := \frac{2}{3} \cdot l = 5.347 \text{ m}$$

3. ANALISIS DE LA VIGA DE FUNDICION

Seccion y propiedades de los elementos (vease dibujo E-502)

Cordon superior:

Area del cordon superior

$$A_{c_sup} := 32.118 \text{ cm}^2$$

Modulo elastico del cordon superior (parte superior)

$$S_{x_c_sup_pos} := 45.79 \text{ cm}^3$$

(parte inferior)

$$S_{x_c_sup_neg} := 34.63 \text{ cm}^3$$

Distancia entre montantes

$$l_{c_sup} := \frac{l}{3} = 2.673 \text{ m}$$

Radio de giro minimo

$$r_{min_c_sup} := 2.77 \text{ cm}$$

Esbeltez de la pieza

$$\lambda_{c_sup} := \frac{l_{c_sup}}{r_{min_c_sup}} = 96.51$$

Cordon inferior

Area del cordon inferior	$A_{c_inf} := 46.69 \text{ cm}^2$
Distancia entre montantes	$l_{c_inf} := \frac{l}{3} = 2.673 \text{ m}$
Radio de giro minimo	$r_{min_c_inf} := 3.32 \text{ cm}$
Esbeltez de la pieza	$\lambda_{c_inf} := \frac{l_{c_inf}}{r_{min_c_inf}} = 80.522$

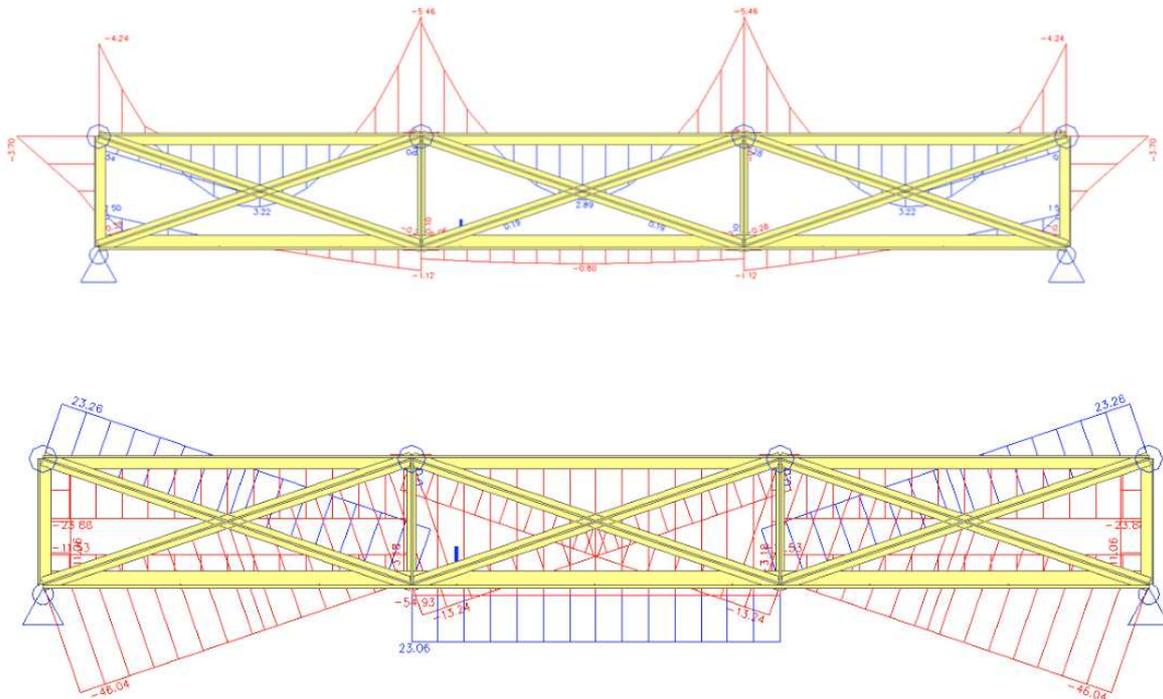
Diagonales

Area de la diagonal	$A_{diag} := 23.61 \text{ cm}^2$
Longitud de la diagonal	$l_{diag} := \sqrt{\left(\frac{l}{3}\right)^2 + d^2} = 2.825 \text{ m}$
Radio de giro minimo	$r_{min_diag} := 1.7 \text{ cm}$
Esbeltez de la pieza	$\lambda_{diag} := \frac{l_{diag}}{r_{min_diag}} = 166.192$

Montantes

Area del montante intermedio	$A_{mont_int} := 21.14 \text{ cm}^2$
Longitud del montante	$l_{mont} := d = 0.914 \text{ m}$
Radio de giro minimo	$r_{min_mont_int} := 1.16 \text{ cm}$
Esbeltez del montante intermedio	$\lambda_{mont_int} := \frac{l_{mont}}{r_{min_mont_int}} = 78.793$
Area del montante extremo	$A_{mont_ext} := 18.54 \text{ cm}^2$
Radio de giro minimo	$r_{min_mont_ext} := 1.17 \text{ cm}$
Esbeltez del montante intermedio	$\lambda_{mont_ext} := \frac{l_{mont}}{r_{min_mont_ext}} = 78.12$

Resultados del modelo realizado mediante el programa SCIA Engineering



Analisis de los resultados del modelo:

- En el modelo se aprecia que el cordón superior esta sometido a compresion y tambien a flexion debido a que las viguetas cargaban directamente en el.
- El cordón inferior soporta grandes esfuerzos axiales a traccion en su parte central y en sus extremos cambia a minimos esfuerzos axiales a compresion. Esto es debido a las diaonales extremas que aborben los esfuerzos de tracciones es los tramos extremos.
- Las diagonales soportan esfuerzos axiales de traccion en las diagonales extremas que van de los extremos del cordón superior a la parte inferior de los montantes intermedios. El resto de digonales soportan esfuerzos de compresion.
- Los montantes tanto extremos como intermedios soportan solamente esfuerzos de compresion.

Tensiones en cada elemento

Los esfuerzos que cada elemento soporta bajo las cargas y sobrecargas son los siguientes (obtenidos del modelo):

CORDON SUPERIOR (Compresion y flexion)

Momento positivo maximo	$M_{x_c_sup_pos} := 3.13 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 4.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Momento negativo minimo	$M_{x_c_sup_neg} := -5.55 \text{ kip} \cdot \text{ft} = -7.525 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Axial a compresion maximo	$N_{comp_c_sup} := 54.93 \text{ kip} = 244.341 \text{ kN}$
Tensiones a compresion debido a la flexion del momento positivo	$f_{bc_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_pos}} = 92.678 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tensiones a traccion debido a la flexion del momento positivo	$f_{bt_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_neg}} = 122.544 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tensiones a compresion debido a la flexion del momento negativo	$f_{bc_neg} := \frac{ M_{x_c_sup_neg} }{S_{x_c_sup_neg}} = 217.291 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tensiones a traccion debido a la flexion del momento negativo	$f_{bt_neg} := \frac{ M_{x_c_sup_neg} }{S_{x_c_sup_pos}} = 164.333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tensiones axiales a compresion	$f_{ac_c_sup} := \frac{N_{comp_c_sup}}{A_{c_sup}} = 76.076 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tension maxima a compresion en la pieza (axial + flexion)	$f_{a_comp_c_sup} := f_{ac_c_sup} + \max(f_{bc_pos}, f_{bc_neg})$ $f_{a_comp_c_sup} = 293.367 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Tension maxima a traccion en la pieza (axial + flexion)	$f_{a_tracc_c_sup} := \max(f_{bt_pos}, f_{bt_neg}) - f_{ac_c_sup}$ $f_{a_tracc_c_sup} = 88.257 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

CORDON INFERIOR (Traccion y compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo
(extremos de la viga)

$$N_{comp_c_inf} := 11.53 \text{ kip} = 51.288 \text{ kN}$$

Esfuerzo axial a traccion maximo
(espacio central)

$$N_{tracc_c_inf} := 23.06 \text{ kip} = 102.576 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_c_inf} := \frac{N_{comp_c_inf}}{A_{c_inf}} = 10.985 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion maxima

$$f_{at_c_inf} := \frac{N_{tracc_c_inf}}{A_{c_inf}} = 21.97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

DIAGONALES (Compresion y traccion)

Esfuerzo axial a compresion maximo
(diagonal situada entre el extremo del cordon inferior y la parte superior del montante intermedio)

$$N_{comp_diag} := 46.04 \text{ kip} = 204.796 \text{ kN}$$

Esfuerzo axial a traccion maximo
(diagonal situada entre el extremo del cordon superior y la parte inferior del montante intermedio)

$$N_{tracc_diag} := 23.26 \text{ kip} = 103.466 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_diag} := \frac{N_{comp_diag}}{A_{diag}} = 86.741 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion maxima

$$f_{at_diag} := \frac{N_{tracc_diag}}{A_{diag}} = 43.823 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MONTANTES INTERMEDIOS (Compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo

$$N_{comp_mont_int} := 3.18 \text{ kip} = 14.145 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_mont_int} := \frac{N_{comp_mont_int}}{A_{mont_int}} = 6.691 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MONTANTES EXTREMOS (Compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo

$$N_{comp_mont_ext} := 11.06 \text{ kip} = 49.197 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_mont_ext} := \frac{N_{comp_mont_ext}}{A_{mont_ext}} = 26.536 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Historico de tensiones admisibles:

Tensiones admisibles segun Hodgkinson (1842) y el NYC BC de 1860

Tension a compresion ultima
para el hierro de fundicion

$$F_{cu_CI} := \left[\frac{551}{896} \right] \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion ultima
para el hierro de fundicion

$$F_{tu_CI} := 113 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Codigo de seguridad de para el
hierro de fundicion a compresion
segun el codigo de NY de 1860

$$\phi_c := \frac{1}{6} = 0.167$$

Codigo de seguridad de para el
hierro de fundicion a traccion (no
se define por lo que tomaremos el
mismo valor que para compresion)

$$\phi_t := \phi_c = 0.167$$

Tension a compresion admisible

$$F_{ac_1842} := F_{cu_CI} \cdot \phi_c = \left[\frac{91.833}{149.333} \right] \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion admisible

$$F_{at_1842} := F_{tu_CI} \cdot \phi_t = 18.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tensiones admisibles segun Fairbairn (1854)

Tension a compresion ultima
para el hierro de fundicion

$$F_{cu_CI} := \left[\frac{386}{1089} \right] \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion ultima
para el hierro de fundicion

$$F_{tu_CI} := 115 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Codigo de seguridad de para el hierro de fundicion a compresion segun el codigo de NY de 1860

$$\phi_c := \frac{1}{6}$$

Codigo de seguridad de para el hierro de fundicion a traccion (no se conoce)

$$\phi_t := \phi_c = 0.167$$

Tension a compresion admisible

$$F_{ac_1854} := F_{cu_CI} \cdot \phi_c = \left[\frac{64.333}{181.5} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion admisible

$$F_{at_1854} := F_{tu_CI} \cdot \phi_t = 19.167 \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones admisible segun Trautwine (1874) y el NYC BC de 1887

Tension a compresion ultima para el hierro de fundicion segun Trautwine

$$F_{cu_CI} := \left[\frac{586}{861} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion ultima para el hierro de fundicion (segun el NYC BC 1887)

$$F_{tu_CI} := \left[\frac{103}{206} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Codigo de seguridad de para el hierro de fundicion a compresion segun el codigo de NY de 1887

$$\phi_c := \frac{1}{6}$$

Codigo de seguridad de para el hierro de fundicion a traccion segun el codigo de NY de 1887

$$\phi_t := \frac{1}{6}$$

Tension a compresion admisible

$$F_{ac_1874} := F_{cu_CI} \cdot \phi_c = \left[\frac{97.667}{143.5} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion admisible

$$F_{at_1874} := F_{tu_CI} \cdot \phi_t = \left[\frac{17.167}{34.333} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones admisibles segun el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1901

Tension a compresion admisible $F_{ac_1901} := 110 \frac{N}{mm^2}$

Tension a traccion admisible $F_{at_1901} := 21 \frac{N}{mm^2}$

Tension a compresion admisible en elementos a flexion $F_{bc_1901} := 110 \frac{N}{mm^2}$

Tension a traccion admisible en elementos a flexion $F_{bt_1901} := 21 \frac{N}{mm^2}$

Esbeltez de la pieza a compresion $\lambda := \begin{bmatrix} 10 \\ 20 \\ 30 \\ 40 \\ 50 \\ 60 \\ 70 \end{bmatrix}$

Tension a compresion maxima segun la esbeltez de la pieza $F_{a_comp_columnas_1901} := 11.3 \text{ ksi} - 0.03 \text{ ksi} \cdot \lambda$

$$F_{a_comp_columnas_1901} = \begin{bmatrix} 75.842 \\ 73.774 \\ 71.705 \\ 69.637 \\ 67.569 \\ 65.5 \\ 63.432 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones admisibles segun el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1916

Tension a compresion admisible $F_{ac_1916} := 110 \frac{N}{mm^2}$

Tension a traccion admisible $F_{at_1916} := 21 \frac{N}{mm^2}$

Tension a compresion admisible en elementos a flexion $F_{bc_1916} := 110 \frac{N}{mm^2}$

Tension a traccion admisible en elementos a flexion

$$F_{bt_{1916}} := 21 \frac{N}{mm^2}$$

Esbeltez de la pieza a compresion

$$\lambda := \begin{bmatrix} 10 \\ 20 \\ 30 \\ 40 \\ 50 \\ 60 \\ 70 \end{bmatrix}$$

Tension a compresion maxima segun la esbeltez de la pieza

$$F_{a_{comp_columnas_1916_lambda}} := \begin{bmatrix} 8.6 \\ 8.2 \\ 7.8 \\ 7.4 \\ 7 \\ 6.6 \\ 6.2 \end{bmatrix} \cdot ksi = \begin{bmatrix} 59.295 \\ 56.537 \\ 53.779 \\ 51.021 \\ 48.263 \\ 45.505 \\ 42.747 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$$

4. RESUMEN*Datos de la viga de fundicion*

Longitud de la viga	$l = 8.02 \text{ m}$
Canto de la viga	$d = 0.914 \text{ m}$
Anchura tributaria	$t_w = 8.02 \text{ m}$

Cargas y tensiones en la viga

	<u>TENSIONES COMP. Y TRACC.</u>	<u>ESBELTECES</u>
Cordon superior	$f_{a_comp_c_sup} = 293.367 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_sup} = 96.51$
	$f_{a_tracc_c_sup} = 88.257 \frac{N}{mm^2}$	
Cordon inferior	$f_{ac_c_inf} = 10.985 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_inf} = 80.522$
	$f_{at_c_inf} = 21.97 \frac{N}{mm^2}$	
Diagonales	$f_{ac_diag} = 86.741 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{diag} = 166.192$
	$f_{at_diag} = 43.823 \frac{N}{mm^2}$	
Montantes Intermedios	$f_{ac_mont_int} = 6.691 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{mont_int} = 78.793$
Montantes extremos	$f_{ac_mont_ext} = 26.536 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{mont_ext} = 78.12$

Historico de tensiones admisibles

1842 HODGKINSON

$$F_{ac_{1842}} = \left[\begin{array}{c} 91.833 \\ 149.333 \end{array} \right] \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1842}} = 18.833 \frac{N}{mm^2}$$

1854 FAIRBAIRN

$$F_{ac_{1854}} = \left[\begin{array}{c} 64.333 \\ 181.5 \end{array} \right] \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1854}} = 19.167 \frac{N}{mm^2}$$

1874 TRAUTWINE

$$F_{ac_{1874}} = \left[\begin{array}{c} 97.667 \\ 143.5 \end{array} \right] \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1874}} = \left[\begin{array}{c} 17.167 \\ 34.333 \end{array} \right] \frac{N}{mm^2}$$

1901 NYC BUILDING CODE

$$F_{ac_{1901}} = 110 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1901}} = 21 \frac{N}{mm^2}$$

1916 NYC BUILDING CODE

$$F_{ac_{1916}} = 110 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1916}} = 21 \frac{N}{mm^2}$$

Comparativa entre tension en elementos y tensiones admisibles a compresion y traccion

TENSION A COMPRESION

< 1 Acceptable

>1 No aceptable

TENSION A TRACCION

< 1 Acceptable

>1 No aceptable

$$Cordon_sup_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1842_0}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1842_1}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1854_0}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1854_1}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1874_0}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1874_1}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1901}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.195 \\ 1.965 \\ 4.56 \\ 1.616 \\ 3.004 \\ 2.044 \\ 2.667 \\ 2.667 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_sup_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1842}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1874_0}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1874_1}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1901}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.686 \\ 4.605 \\ 5.141 \\ 2.571 \\ 4.203 \\ 4.203 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_inf_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1842_0}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1842_1}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1854_0}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1854_1}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1874_0}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1874_1}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1901}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.12 \\ 0.074 \\ 0.171 \\ 0.061 \\ 0.112 \\ 0.077 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_inf_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1842}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1874_0}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1874_1}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1901}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.167 \\ 1.146 \\ 1.28 \\ 0.64 \\ 1.046 \\ 1.046 \end{bmatrix}$$

ANALISIS ESTRUCTURAL - EDIFICIO CRYSTAL PALACE (1853)

Tesis doctoral: El *Crystal Palace* de Nueva York y su contribucion a las estructura metalicas

Autor: Gabriel Pardo Redondo

Fecha: 06/03/2017

$$\text{Diagonal_Comp} := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1842_0}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1842_1}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1854_0}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1854_1}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1874_0}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1874_1}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1901}} \\ \frac{f_{ac_diag}}{F_{ac_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.945 \\ 0.581 \\ 1.348 \\ 0.478 \\ 0.888 \\ 0.604 \\ 0.789 \\ 0.789 \end{bmatrix}$$

$$\text{Diagonal_Tracc} := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1842}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1874_0}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1874_1}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1901}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.327 \\ 2.286 \\ 2.553 \\ 1.276 \\ 2.087 \\ 2.087 \end{bmatrix}$$

$$\text{Mont_Int_Comp} := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1842_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1842_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1854_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1854_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1874_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1874_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1901}} \\ \frac{f_{ac_mont_int}}{F_{ac_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.073 \\ 0.045 \\ 0.104 \\ 0.037 \\ 0.069 \\ 0.047 \\ 0.061 \\ 0.061 \end{bmatrix}$$

ANALISIS ESTRUCTURAL - EDIFICIO CRYSTAL PALACE (1853)

Tesis doctoral: El *Crystal Palace* de Nueva York y su contribucion a las estructura metalicas

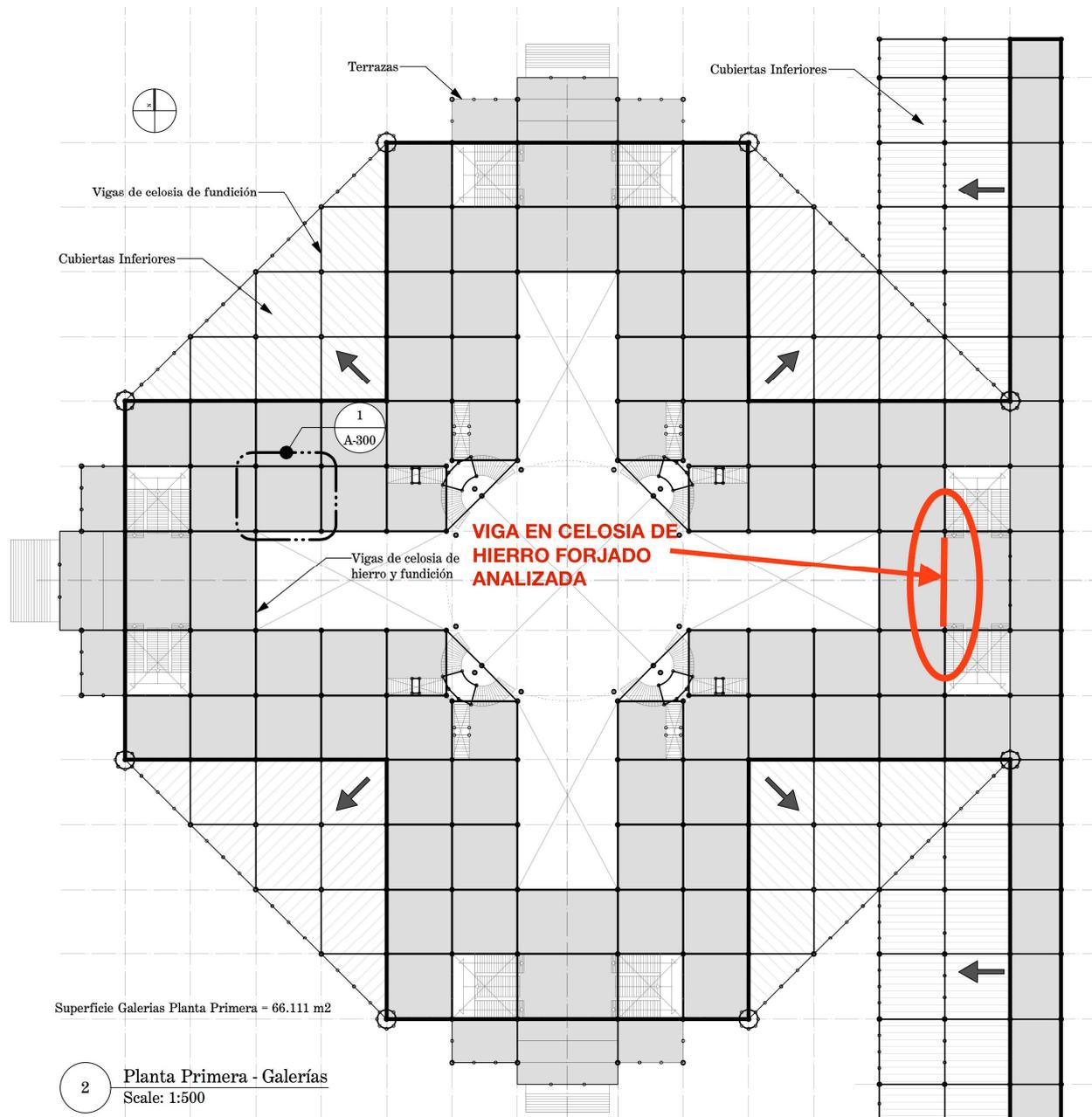
Autor: Gabriel Pardo Redondo

Fecha: 06/03/2017

$$\text{Mont_Ext_Comp} := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1842_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1842_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1854_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1854_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1874_0}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1874_1}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1901}} \\ \frac{f_{ac_mont_ext}}{F_{ac_1916}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.289 \\ 0.178 \\ 0.412 \\ 0.146 \\ 0.272 \\ 0.185 \\ 0.241 \\ 0.241 \end{bmatrix}$$

VIGA EN CELOSIA DE HIERRO FORJADO - ANALISIS ESTRUCTURAL

Descripcion: Viga de celosia realizada con pletinas y angulos de hierro forjado unidos mediante roblones, cuyos montantes se resuelven con elementos de fundicion. La viga tiene un canto de 91.4 cm y una longitud de 12.41 m. Existian 12 vigas de este estilo en el edificio situadas en el forjado de planta primera en los extremos de cada nave. Las vigas se testearon en obra con una carga de 4 kN/m² provocando fallos en su ala inferior y diagonales. Posteriormente se reforzo con tirantes conectados a las columnas.



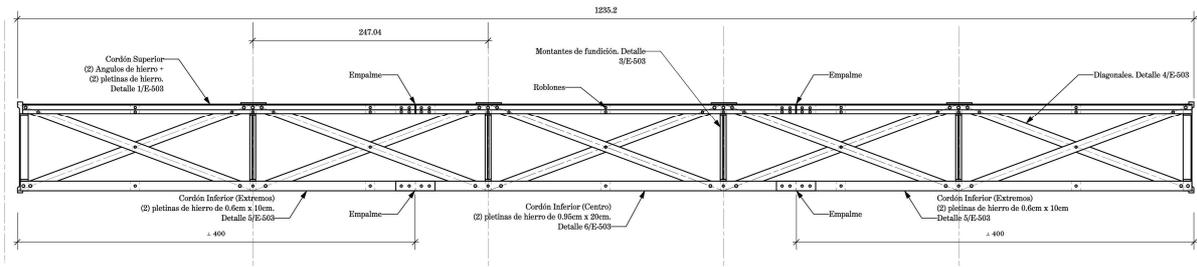
Planta primera del edificio. Situacion de la viga de celosia de hierro forjado analizada

ANALISIS ESTRUCTURAL - EDIFICIO CRYSTAL PALACE (1853)

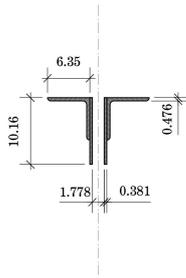
Tesis doctoral: El *Crystal Palace* de Nueva York y su contribucion a las estructura metalicas

Autor: Gabriel Pardo Redondo

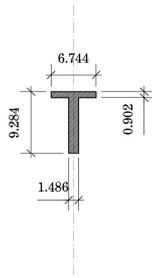
Fecha: 08/03/2017



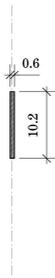
1 **Viga en Celosía de Hierro Forjado con Montantes de Fundición**
Scale: 1/35



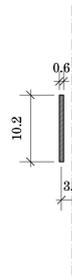
2 **Cordón Superior**
Scale: 1:5



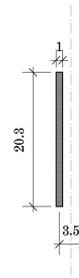
3 **Montantes**
Scale: 1:5



4 **Diagonales**
Scale: 1:5

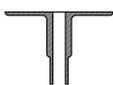


5 **Cordón Inferior - Extremos**
Scale: 1:5



6 **Cordón Inferior - Centro**
Scale: 1:5

Alzado de la viga de hierro forjado analizada



Plane Properties:
Area: 19.342 cm²
Perimeter: 71.570 cm
Centroid:
xC: 6395 cm
yC: 1659 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 162.47 cm⁴
Section Modulus: 22.974 cm³
Radius of Gyration: 2.8983 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 156.66 cm⁴
Section Modulus: 20.335 cm³
Radius of Gyration: 2.8459 cm

2 **Cordón Superior**
Scale: 1:5



Plane Properties:
Area: 18.536 cm²
Perimeter: 32.055 cm
Centroid:
xC: 6438 cm
yC: 1660 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 161.37 cm⁴
Section Modulus: 28.242 cm³
Radius of Gyration: 2.9506 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 25.337 cm⁴
Section Modulus: 7.5141 cm³
Radius of Gyration: 1.1691 cm

3 **Montantes**
Scale: 1:5



Plane Properties:
Area: 6.4516 cm²
Perimeter: 21.590 cm
Centroid:
xC: 6481 cm
yC: 1658 cm

Section Properties:
About The Centroidal X-Axis:
Moment of Inertia: 55.498 cm⁴
Section Modulus: 10.925 cm³
Radius of Gyration: 2.9329 cm

About The Centroidal Y-Axis:
Moment of Inertia: 0.21679 cm⁴
Section Modulus: 0.68279 cm³
Radius of Gyration: 0.18331 cm

4 **Diagonales**
Scale: 1:5



Area: 6.45 cm² * 2 = 12.9cm²

5 **Cordón Inferior - Extremos**
Scale: 1:5



Area: 19.35 cm² * 2 = 38.7cm²

6 **Cordón Inferior - Centro**
Scale: 1:5

Propiedades dimensionales de los elementos de la viga de celosia

1. ELEMENTO - VIGA DE HIERRO FORJADO

Longitud de la viga	$l := 12.41 \text{ m}$
Canto de la viga	$d := 91.4 \text{ cm}$
Anchura tributaria	$t_w := 8.02 \text{ m}$

2. CARGAS Y SOBRECARGASPESOS MUERTOS

Densidad del pino blanco utilizado para las viguetas segun NDS 2015

$$\delta_{white_pine} := 25.5 \text{ pcf} = 408.471 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Densidad del pino amarillo utilizado para el suelo segun NDS 2015

$$\delta_{yellow_pine} := 43.6 \text{ pcf} = 698.405 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Separacion de las viguetas

$$s := 27 \text{ in} = 0.686 \text{ m}$$

Peso de las viguetas (2.5x7 pulgadas @ 0.686 m)

$$q_{viguetas} := \frac{2.5 \text{ in} \cdot 7 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine}}{s} = 0.066 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso del suelo de pino amarillo de 3.2 cm de espesor

$$q_{suelo} := 3.2 \text{ cm} \cdot \delta_{yellow_pine} = 0.219 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de las vigas de madera (3x10 pulgadas @ 2.74m)

$$q_{vigas_madera} := 3 \text{ in} \cdot 10 \text{ in} \cdot \delta_{white_pine} = 0.078 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

CARGA MUERTA EN LA VIGA

Carga repartida sobre la viga

$$q_D := (q_{viguetas} + q_{suelo}) \cdot \frac{t_w}{3} = 0.762 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas concentradas sobre los montantes intermedios los cuales soportan las vigas invertidas

$$P_D := (q_{viguetas} + q_{suelo}) \cdot \left(\frac{t_w}{3} \cdot \frac{l}{5} \right) \cdot 2 + q_{vigas_madera} \cdot \frac{l}{5} \cdot 2$$

$$P_D = 4.168 \text{ kN}$$

SOBRECARGAS

Sobrecarga de uso en forjados, segun la documentacion original encontrada

$$L := 85 \text{ psf} = 4.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga repartida sobre la viga

$$q_L := L \cdot \frac{t_w}{3} = 10.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sobrecarga concentradas sobre los montantes intermedios.

$$P_L := L \cdot \left(\frac{t_w}{3} \cdot \frac{l}{5} \right) = 27.004 \text{ kN}$$

CARGA TOTAL EN LA VIGA

Total carga distribuida en la viga

$$q := q_D + q_L = 11.642 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Total cargas puntuales en la viga, sobre los montantes

$$P := P_D + P_L = 31.173 \text{ kN}$$

Distancia desde un extremos a las cargas puntuales

$$l_1 := \frac{l}{3} = 4.137 \text{ m}$$

$$l_2 := \frac{2}{3} \cdot l = 8.273 \text{ m}$$

3. ANALISIS DE LA VIGA DE CELOSIA DE HIERRO FORJADO

Seccion y propiedades de los elementos (vease dibujo E-504)

Cordon superior:

Area del cordon superior

$$A_{c_sup} := 19.34 \text{ cm}^2$$

Modulo elastico del cordon superior (parte superior)

$$S_{x_c_sup_pos} := 22.97 \text{ cm}^3$$

(parte inferior)

$$S_{x_c_sup_neg} := 20.335 \text{ cm}^3$$

Distancia entre montantes

$$l_{c_sup} := \frac{l}{5} = 2.482 \text{ m}$$

Radio de giro minimo

$$r_{min_c_sup} := 2.85 \text{ cm}$$

Esbeltez de la pieza

$$\lambda_{c_sup} := \frac{l_{c_sup}}{r_{min_c_sup}} = 87.088$$

Cordon inferior

Area del cordon inferior. Dos secciones, una mayor en el tercio central y otra menor en los tercios extremos

Cordon inferior centro

$$A_{c_inf_centro} := 19.35 \text{ cm}^2 \cdot 2 = 38.7 \text{ cm}^2$$

$$r_{min_c_inf_centro} := \frac{0.6 \text{ cm}}{\sqrt{12}} \cdot 2 = 0.346 \text{ cm}$$

$$\lambda_{c_inf_centro} := \frac{\frac{l}{5}}{r_{min_c_inf_centro}} = 716.492$$

Cordon inferior extremos

$$A_{c_inf_extremos} := 6.45 \text{ cm}^2 \cdot 2 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$r_{min_c_inf_extremos} := \frac{1 \text{ cm}}{\sqrt{12}} \cdot 2 = 0.577 \text{ cm}$$

$$\lambda_{c_inf_extremos} := \frac{\frac{l}{5}}{r_{min_c_inf_extremos}} = 429.895$$

Diagonales

Area de la diagonal

$$A_{diag} := 6.45 \text{ cm}^2$$

Longitud de la diagonal

$$l_{diag} := \sqrt{\left(\frac{l}{5}\right)^2 + d^2} = 2.645 \text{ m}$$

Radio de giro minimo

$$r_{min_diag} := 0.18 \text{ cm}$$

Esbeltez de la pieza

$$\lambda_{diag} := \frac{l_{diag}}{r_{min_diag}} = 1.469 \cdot 10^3$$

Montantes (mismos montantes que la viga de fundicion)

Longitud del montante

$$l_{mont} := d = 0.914 \text{ m}$$

Area del montante extremo

$$A_{mont} := 18.54 \text{ cm}^2$$

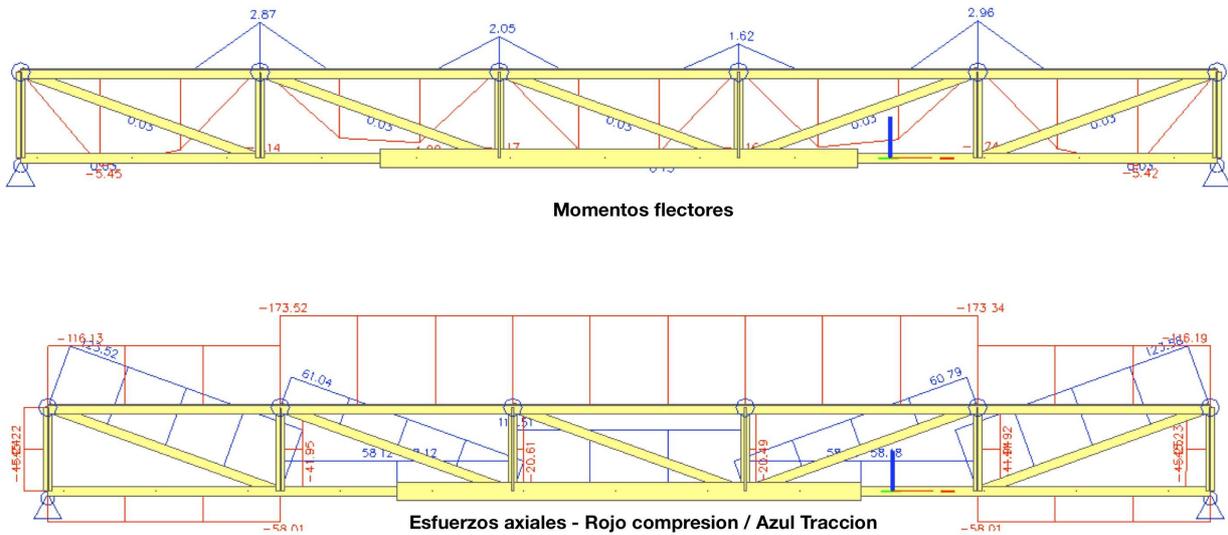
Radio de giro minimo

$$r_{min_mont} := 1.17 \text{ cm}$$

Esbeltez del montante intermedio

$$\lambda_{mont} := \frac{l_{mont}}{r_{min_mont}} = 78.12$$

Resultados del modelo realizado mediante el programa SCIA Engineering



Analisis de los resultados del modelo:

- La viga de celosia analizada es una estructura hiperestatica. Sin embargo, las diagonales sometidas a compresion pueden ser eliminadas ya que debidos a su gran esbeltez ($\lambda_{diag} = 1.469 \cdot 10^3$) no serian capaces de transmitir los esfuerzos a compresion.
- Del modelo se aprecique el cordon superior esta sometia a compresion en toda su longitud a la vez que soporta momentos flectores debido a la carga distribuida de una parte del forjado.
- El cordon inferior soporta grandes esfuerzos axiales a traccion en su parte central y en sus vanos extremos cambia a minimos esfuerzos axiales a compresion.
- Las diagonales soportan esfuerzos axiales de traccion siendo mayores en las diagonales extremas. Las diagonales sometidas a compresion se han eliminado del modelo ya que no serian capaces de transmitir esfuerzos de compresion a causa de su gran esbeltez.
- Los montantes tanto extremos como intermedios soportan solamente esfuerzos de compresion.

Tensiones en cada elemento

Los esfuerzos que cada elemento soporta bajo las cargas y sobrecargas son los siguientes (obtenidos del modelo):

CORDON SUPERIOR (Compresion y flexion)

Momento positivo maximo $M_{x_c_sup_pos} := 5.47 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 7.416 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento negativo minimo $M_{x_c_sup_neg} := -2.81 \text{ kip} \cdot \text{ft} = -3.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Axial a compresion maximo $N_{comp_c_sup} := 173.52 \text{ kip} = 771.855 \text{ kN}$

Tensiones a compresion debido a la flexion del momento positivo $f_{bc_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_pos}} = 322.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones a traccion debido a la flexion del momento positivo $f_{bt_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_neg}} = 364.707 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones a compresion debido a la flexion del momento negativo $f_{bc_neg} := \frac{|M_{x_c_sup_neg}|}{S_{x_c_sup_neg}} = 187.354 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones a traccion debido a la flexion del momento negativo $f_{bt_neg} := \frac{|M_{x_c_sup_neg}|}{S_{x_c_sup_pos}} = 165.862 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones axiales a compresion $f_{ac_c_sup} := \frac{N_{comp_c_sup}}{A_{c_sup}} = 399.098 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tension maxima a compresion en la pieza (axial + flexion) $f_{a_comp_c_sup} := f_{ac_c_sup} + \max(f_{bc_pos}, f_{bc_neg})$

$$f_{a_comp_c_sup} = 721.968 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension maxima a traccion en la pieza (axial + flexion) $f_{a_tracc_c_sup} := \max(f_{bt_pos}, f_{bt_neg}) - f_{ac_c_sup}$

El signo negativo implica que la seccion solamente esta sometida esfuerzos de compresion $f_{a_tracc_c_sup} = -34.391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

CORDON INFERIOR (Traccion y compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo
(extremos de la viga)

$$N_{comp_c_inf} := 58.01 \text{ kip} = 258.041 \text{ kN}$$

Esfuerzo axial a traccion maximo
(espacio central)

$$N_{tracc_c_inf} := 115.51 \text{ kip} = 513.814 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima
(Extremos)

$$f_{ac_c_inf} := \frac{N_{comp_c_inf}}{A_{c_inf_extremos}} = 200.032 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tension a traccion maxima
(centro)

$$f_{at_c_inf} := \frac{N_{tracc_c_inf}}{A_{c_inf_centro}} = 132.768 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

DIAGONALES (Traccion)

Esfuerzo axial a traccion maximo
(diagonales situadas en los extremos)

$$N_{tracc_diag} := 123.52 \text{ kip} = 549.444 \text{ kN}$$

Tension a traccion maxima

$$f_{at_diag} := \frac{N_{tracc_diag}}{A_{diag}} = 851.852 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MONTANTES DE HIERRO DE FUNDICION (Compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo

$$N_{comp_mont} := 45.23 \text{ kip} = 201.193 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_mont} := \frac{N_{comp_mont}}{A_{mont}} = 108.518 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Historico de tensiones admisibles:

Tensiones admisibles segun Fairbairn (1854) y el NYC BC de 1860

Tension a traccion ultima
para el hierro forjado

$$F_{tu_WI_1854} := 347 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Formula de Fairbairn para determina la carga maxima que puede soporta una viga de celosia con elementos de hierro forjado

Area del cordon inferior en
pulgadas cuadradas

$$a := A_{c_inf_centro} = 5.999 \text{ in}^2$$

Altura de la viga en pulgadas

$$d = 35.984 \text{ in}$$

Longitud de la viga en pulgadas

$$l = 488.583 \text{ in}$$

Carga ultima aplicada a mitad de
vano que puede soportar la viga

$$W_{u_max} := 44 \cdot \frac{\frac{a}{in^2} \cdot \frac{d}{in}}{\frac{l}{in}} \cdot 2240 \text{ lbf} = 193.689 \text{ kN}$$

Codigo de seguridad para vigas de
hierro forjado segun el codigo de
NY de 1860

$$\phi_b := \frac{1}{3} = 0.333$$

Tension a traccion admisible

$$F_{at_1854} := F_{tu_WI_1854} \cdot \phi_b = 115.667 \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones admisible segun Trautwine (1874) y el NYC BC de 1887

Tension a compresion ultima para el hierro forjado segun Trautwine

$$F_{cu_WI_1874} := 262 \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion ultima para el hierro forjado

$$F_{tu_WI_1874} := 309 \frac{N}{mm^2}$$

Codigo de seguridad de para elementos a compresion segun el codigo de NY de 1887

$$\phi_c := \frac{1}{6}$$

Codigo de seguridad de para elementos a traccion segun el codigo de NY de 1887

$$\phi_t := \frac{1}{6}$$

Codigo de seguridad de para elementos a flexion segun el codigo de NY de 1887

$$\phi_b := \frac{1}{3}$$

Tension a flexion del hierro forjado en 1887 segun Ferris, 1953

$$F_{b_WI_1874} := \left[\frac{68}{83} \right] \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tension a compresion admisible

$$F_{ac_1874} := F_{cu_WI_1874} \cdot \phi_c = 43.667 \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion admisible

$$F_{at_1874} := F_{tu_WI_1874} \cdot \phi_t = 51.5 \frac{N}{mm^2}$$

Tension a flexion admisible

$$F_{b_1874} := F_{b_WI_1874} = \left[\frac{68}{83} \right] \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones admisibles segun el codigo edificatorio de la ciudad de Nueva York de 1901

Tension ultima a compresion para el hierro forjado

$$F_{tu_1901} := 331 \frac{N}{mm^2}$$

Tension del limite elastico para el hierro forjado $F_{y_{1901}} := 165 \frac{N}{mm^2}$

Tension a compresion admisible $F_{ac_{1901}} := 83 \frac{N}{mm^2}$

Tension a traccion admisible $F_{at_{1901}} := 83 \frac{N}{mm^2}$

Tension a admisible a flexion $F_{b_{1901}} := 83 \frac{N}{mm^2}$

Esbeltez de la pieza a compresion $\lambda := \begin{bmatrix} 60 \\ 70 \\ 80 \\ 90 \\ 100 \\ 110 \\ 120 \end{bmatrix}$

Tension a compresion maxima admisible segun la esbeltez de la pieza (hierro forjado) $F_{ac_{WI_{1901_{\lambda}}}} := 14 \text{ ksi} - 0.08 \text{ ksi} \cdot \lambda = \begin{bmatrix} 63.432 \\ 57.916 \\ 52.4 \\ 46.884 \\ 41.369 \\ 35.853 \\ 30.337 \end{bmatrix} \frac{N}{mm^2}$

4. RESUMEN*Datos de la viga de fundicion*

Longitud de la viga	$l = 12.41 \text{ m}$
Canto de la viga	$d = 0.914 \text{ m}$
Anchura tributaria	$t_w = 8.02 \text{ m}$

Cargas y tensiones en la viga

	<u>TENSIONES COMP. Y TRACC.</u>	<u>ESBELTECES</u>
Cordon superior (Solo compresion)	$f_{a_comp_c_sup} = 721.968 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_sup} = 87.088$
	$f_{a_tracc_c_sup} = -34.391 \frac{N}{mm^2}$	
Cordon inferior (Comp. y traccion)	$f_{ac_c_inf} = 200.032 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_inf_centro} = 716.492$
	$f_{at_c_inf} = 132.768 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_inf_extremos} = 429.895$
Diagonales (Solo traccion)	$f_{at_diag} = 851.852 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{diag} = 1.469 \cdot 10^3$
Montantes Intermedios (Solo Compresion) (Hierro de fundicion)	$f_{ac_mont} = 108.518 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{mont} = 78.12$

Historico de tensiones admisibles

1854 FAIRBAIRN

$$F_{at_{1854}} = 115.667 \frac{N}{mm^2}$$

1874 TRAUTWINE

$$F_{ac_{1874}} = 43.667 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1874}} = 51.5 \frac{N}{mm^2}$$

1901 NYC BUILDING CODE

$$F_{ac_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{b_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

Comparativa entre tension en elementos y tensiones admisibles a compresion y traccion

TENSION A COMPRESION

< 1 Aceptable

>1 No aceptable

TENSION A TRACCION

< 1 Aceptable

>1 No aceptable

$$Cordon_sup_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1874}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 16.534 \\ 8.698 \end{bmatrix}$$

No hay traccion en el cordon superior

$$Cordon_inf_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1874}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.581 \\ 2.41 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_inf_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1874}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.148 \\ 2.578 \\ 1.6 \end{bmatrix}$$

Las diagonales a compresion se han eliminado por su gran esbeltez

$$Diagonal_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1874}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.365 \\ 16.541 \\ 10.263 \end{bmatrix}$$

Montantes de hierro de fundicion se toman valores del analisis de la viga de fundicion visto anteriormente

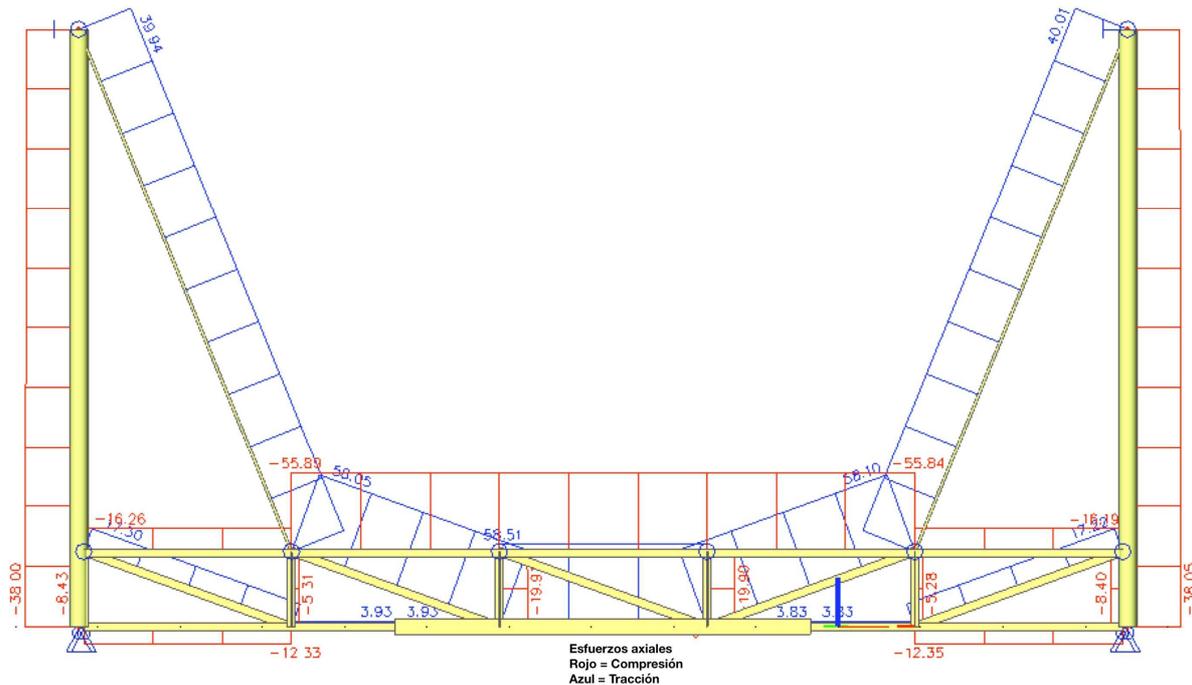
$$F_{ac_CI_avg} := 110 \frac{N}{mm^2}$$

$$Mont_Comp := \frac{f_{ac_mont}}{F_{ac_CI_avg}} = 0.987$$

Todos los elementos de hierro forjado (cordon superior e inferior y diagonales) estan sobrecargados. El cordon superior y las diagonales rebasan la tension ultima o de rotura. Se analiza ahora la viga con los refuerzos que se introdujeron despues de la prueba de carga.

5. ANALISIS DE LA VIGA CON LOS REFUERZOS

Durante la construccion del *Crystal Palace* se realizo una prueba de carga en la viga de hierro forjado. Al cargarla el cordon inferior y las diagonales presertaron "fallos" por lo que se decidio reforzarla con unos tirantes conectando los montantes mas cercanos a las columnas con la parte superior de las columnas de la plant superior. A continuacion de realiza el analisis de la viga reforzada.



Tensiones en cada elemento de la viga reforzada

Los esfuerzos que cada elemento soporta bajo las cargas y sobrecargas son los siguientes (obtenidos del modelo):

CORDON SUPERIOR (Compresion y flexion)

Momento positivo maximo $M_{x_c_sup_pos} := 4.68 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 6.345 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento negativo minimo $M_{x_c_sup_neg} := -8.3 \text{ kip} \cdot \text{ft} = -11.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Axial a compresion maximo $N_{comp_c_sup} := 55.89 \text{ kip} = 248.611 \text{ kN}$

Tensiones a compresion debido a la flexion del momento positivo $f_{bc_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_pos}} = 276.24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tensiones a traccion debido a la flexion del momento positivo

$$f_{bt_pos} := \frac{M_{x_c_sup_pos}}{S_{x_c_sup_neg}} = 312.035 \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones a compresion debido a la flexion del momento negativo

$$f_{bc_neg} := \frac{|M_{x_c_sup_neg}|}{S_{x_c_sup_neg}} = 553.395 \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones a traccion debido a la flexion del momento negativo

$$f_{bt_neg} := \frac{|M_{x_c_sup_neg}|}{S_{x_c_sup_pos}} = 489.912 \frac{N}{mm^2}$$

Tensiones axiales a compresion

$$f_{ac_c_sup} := \frac{N_{comp_c_sup}}{A_{c_sup}} = 128.548 \frac{N}{mm^2}$$

Tension maxima a compresion en la pieza (axial + flexion)

$$f_{a_comp_c_sup} := f_{ac_c_sup} + \max(f_{bc_pos}, f_{bc_neg})$$

$$f_{a_comp_c_sup} = 681.943 \frac{N}{mm^2}$$

Tension maxima a traccion en la pieza (axial + flexion)

$$f_{a_tracc_c_sup} := \max(f_{bt_pos}, f_{bt_neg}) - f_{ac_c_sup}$$

$$f_{a_tracc_c_sup} = 361.365 \frac{N}{mm^2}$$

CORDON INFERIOR (Traccion y compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo (extremos de la viga)

$$N_{comp_c_inf} := 12.35 \text{ kip} = 54.936 \text{ kN}$$

Esfuerzo axial a traccion maximo (espacio central)

$$N_{tracc_c_inf} := 58.51 \text{ kip} = 260.265 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima (Extremos)

$$f_{ac_c_inf} := \frac{N_{comp_c_inf}}{A_{c_inf_extremos}} = 42.586 \frac{N}{mm^2}$$

Tension a traccion maxima (centro)

$$f_{at_c_inf} := \frac{N_{tracc_c_inf}}{A_{c_inf_centro}} = 67.252 \frac{N}{mm^2}$$

DIAGONALES (Traccion)

Esfuerzo axial a traccion maximo
(diagonales situadas en los extremos)

$$N_{tracc_diag} := 58.10 \text{ kip} = 258.442 \text{ kN}$$

Tension a traccion maxima

$$f_{at_diag} := \frac{N_{tracc_diag}}{A_{diag}} = 400.685 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

MONTANTES DE HIERRO DE FUNDICION (Compresion)

Esfuerzo axial a compresion maximo

$$N_{comp_mont} := 19.90 \text{ kip} = 88.52 \text{ kN}$$

Tension a compresion maxima

$$f_{ac_mont} := \frac{N_{comp_mont}}{A_{mont}} = 47.745 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

6. RESUMEN ANALISIS VIGA REFORZADA*Datos de la viga de fundicion*

Longitud de la viga	$l = 12.41 \text{ m}$
Canto de la viga	$d = 0.914 \text{ m}$
Anchura tributaria	$t_w = 8.02 \text{ m}$

Cargas y tensiones en la viga

	<u>TENSIONES COMP. Y TRACC.</u>	<u>ESBELTECES</u>
Cordon superior (Solo compresion)	$f_{a_comp_c_sup} = 681.943 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_sup} = 87.088$
	$f_{a_tracc_c_sup} = 361.365 \frac{N}{mm^2}$	
Cordon inferior (Comp. y traccion)	$f_{ac_c_inf} = 42.586 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_inf_centro} = 716.492$
	$f_{at_c_inf} = 67.252 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{c_inf_extremos} = 429.895$
Diagonales (Solo traccion)	$f_{at_diag} = 400.685 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{diag} = 1.469 \cdot 10^3$
Montantes Intermedios (Solo Compresion) (Hierro de fundicion)	$f_{ac_mont} = 47.745 \frac{N}{mm^2}$	$\lambda_{mont} = 78.12$

Historico de tensiones admisibles

1854 FAIRBAIRN

$$F_{at_{1854}} = 115.667 \frac{N}{mm^2}$$

1874 TRAUTWINE

$$F_{ac_{1874}} = 43.667 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1874}} = 51.5 \frac{N}{mm^2}$$

1901 NYC BUILDING CODE

$$F_{ac_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{at_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{b_{1901}} = 83 \frac{N}{mm^2}$$

Comparativa entre tension en elementos y tensiones admisibles a compresion y traccion

TENSION A COMPRESION

< 1 Acceptable

>1 No aceptable

$$Cordon_sup_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1874}} \\ \frac{f_{a_comp_c_sup}}{F_{ac_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 15.617 \\ 8.216 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_inf_Comp := \begin{bmatrix} \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1874}} \\ \frac{f_{ac_c_inf}}{F_{ac_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.975 \\ 0.513 \end{bmatrix}$$

Las diagonales a compresion se han eliminado por su gran esbeltez

TENSION A TRACCION

< 1 Acceptable

>1 No aceptable

$$Cordon_sup_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{ac_1874}} \\ \frac{f_{a_tracc_c_sup}}{F_{ac_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.124 \\ 8.276 \\ 4.354 \end{bmatrix}$$

$$Cordon_inf_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1874}} \\ \frac{f_{at_c_inf}}{F_{at_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.581 \\ 1.306 \\ 0.81 \end{bmatrix}$$

$$Diagonal_Tracc := \begin{bmatrix} \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1854}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1874}} \\ \frac{f_{at_diag}}{F_{at_1901}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.464 \\ 7.78 \\ 4.828 \end{bmatrix}$$

Montantes de hierro de fundicion se toman valores del analisis de la viga de fundicion visto anteriormente

$$F_{ac_CI_avg} := 110 \frac{N}{mm^2}$$

$$Mont_Comp := \frac{f_{ac_mont}}{F_{ac_CI_avg}} = 0.434$$

Con la introduccion de los refuerzos hay una considerable reduccion de las tensiones de los elementos. Las tensiones en el cordon inferior y los montantes estarian cerca de los valores admisible. No obstante el cordon superior estaria sobre estresado debido a los momentos de flexion. Las diagonales tambien presenta tensiones por encima de las admisibles.

Anexo II. Tabla resumen
del estudio de los
edificios de fundición

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
1	220-224 Front Street, New York, NY 10038	220-224 Front Street		Seaport					J. L. Jackson Iron Works			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1 st Floor
2	27 Mercer Street, New York, NY			SoHo					J. L. Jackson Iron Works			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
3	272 Water Street, New York, NY 10038			Seaport					J. L. Jackson Iron Works			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
4	462 Broadway, New York, NY 10013	Mills & Gibb Building		SoHo		1880	John Correja		J. L. Jackson Iron Works			Cast Iron Façade
5	752 Broadway, New York NY 10003	S-E Coner Broadway at Astor Place		Greenwich Village								
6	145 Chambers Street, New York, NY 10007			Tribeca					J. L. Jackson Iron Works			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
7	113 Spring Street, New York, NY 10012			SoHo					J. L. Jackson Iron Works			Cast Iron Façade
8	299 Pearl Street, New York, NY 10038 (Former Franklin Square)	The Harper & Brothers printing plant		Seaport		1854	John B. Corlies	James Bogardus	J. L. Jackson Iron Works			Cast Iron Façade + Cast Iron Floors
9	620 Broadway, New York, NY 10012	The little Cary Building		NoHo		1858	John B. Snook		Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
10	105 Chambers Street, New York, NY 10007	Cary Building		Tribeca		1857	King & Kellum		Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
11		Brooks and Brothers Cast Iron Building										
12	75 Murray Street, New York, NY 10007	Hopkins Store Building		Tribeca		1858			James Bogardus			Cast Iron Façade
13	287 Broadway, New York, NY 10007	287 Broadway Building		Tribeca		1871	John B. Snook		Jackson, Burnet & Co.			Cast Iron Façade
14	535 Broadway, New York, NY 10012	535 Broadway		SoHo		1852	-		Daniel D. Badger	George Sutton	Seabury Brewster	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
15	508 Broadway, New York, NY 10012	508 Broadway		SoHo		1854	-		Daniel D. Badger		J. L. Post	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
16	502-504 Broadway, New York, NY 10012			SoHo		1860			Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
17	55 White Street, New York, NY 10103			Tribeca		1860			Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
18	488 Broadway, New York, NY 10012	E.V. Haughwout Building		SoHo	1856	1857	John P. Gaynor		Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
19	15-17 Greene Street, New York, NY 10013			SoHo		1895						
20	901 Broadway, New York, NY 10003	Lord & Taylor Building		The Ladies' Mile	1869	1870	James H. Giles		Daniel D. Badger			Cast Iron Façade
21		Lord & Taylor Store		SoHo		1853	Griffith Thomas					Cast Iron Façade with Glass Dome
22	425 Broadway, New York, NY 10013	425 Broadway		SoHo		10/18/1869	Griffith Thomas		Excelsior Iron Works	John T. Conover	LeBouillier Bros.	Cast Iron Façade
23	427-429 Broadway, New York, NY 100013	427-429 Broadway		SoHo	07/01/1870	01/12/1871	Thomas Jackson				A. J. Dittenhoffer	Cast Iron Façade
24	441 Broadway, New York, NY 10013	441 Broadway		SoHo	03/21/1876	09/11/1876	Griffith Thomas			John T. Conover	Wm. B. Lawrence	Cast Iron Façade
25	447 Broadway, New York, NY 10013	447 Broadway	50 – 52 Mercer St.	SoHo		1860	H. W. Smith & Sons		Daniel D. Badger		Wm. & Edward Mitchell	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
26	449 Broadway, New York, NY 10013	449 Broadway		SoHo		1855	Unknown		Daniel D. Badger		Matthew Morgan	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
27	459 Broadway, New York, NY 10013	459 Broadway	115 Grand St.	SoHo	180	1861					Thomas Suffein	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
28	444 Broadway, New York, NY 10013	444 Broadway		SoHo	11/06/1876	07/30/1877	Schweitzer & Greve		Long Island Iron Works		Edward Mathews	Cast Iron Façade
29	452 Broadway, New York, NY 10013	452 Broadway		SoHo	11/06/1876	07/30/1877	Schweitzer & Greve		Long Island Iron Works		Edward Mathews	Cast Iron Façade
30	446 – 448 Broadway, New York, NY 10013	446 – 448 Broadway		SoHo	12/21/1876	05/25/1877	J. B. Snook		J. B. & J. W. Cornell		Lorillard Estate	Cast Iron Façade
31	450 Broadway, New York, NY 10013	450 Broadway		SoHo	12/21/1876	05/25/1877	J. B. Snook		J. B. & J. W. Cornell		Lorillard Estate	Cast Iron Façade
32	456 Broadway, New York, NY 10013	456 Broadway		SoHo		1854	-		Daniel D. Badger		Thomas Woodruff	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
33	469 Broadway, New York, NY 10013	Thoma's Lord & Taylor Store	106 – 108 Grand St.	SoHo		1858	Griffith Thomas					Lord & Taylor??
34	471 Broadway, New York, NY 10013	471 Broadway	44 Mercer St.	SoHo		1855	-		Daniel D. Badger		Margaret Duffie	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
35	477 – 479 Broadway, New York, NY 10013	447 – 449 Broadway	50 – 52 Mercer St.	SoHo	07/12/1869	03/31/1870	H. W. Smith & Sons				H. W. Rhinelanders	Cast Iron Façade
36	481 Broadway, New York, NY 10013	481 Broadway		SoHo		1855	-		Daniel D. Badger		John DeWolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
37	483 Broadway, New York, NY 10013	483 Broadway	56 – 58 Mercer St.	SoHo	09/01/1869	03/31/1870	Robert Mook			Tucker	Helen Langdon	Cast Iron Façade
38	462 – 464 – 466 – 468 Broadway, New York, NY 10013	462 – 468 Broadway		SoHo	09/24/1879	05/31/1880	John Correja			P. Hermann	George Bliss & J. Cossitt	Cast Iron Façade
39	472 Broadway, New York, NY 10013	472 Broadway		SoHo	04/16/1878	08/27/1878	William H. Cauvet			Van Dolson & Arnott	Levy Bros. & Co.	Cast Iron Façade

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
40	476 Broadway, New York, NY 10013	476 Broadway		SoHo		1872	Richard Morris Hunt					Cast Iron Façade
41	478 – 482 Broadway, New York, NY 10013	478 – 482 Broadway		SoHo	06/25/1873	01/31/1874	Richard Morris Hunt				Roosevelt Hospital	Cast Iron Façade
42	484 Broadway, New York, NY 10013	484 Broadway		SoHo	06/04/1879	12/20/1879	J. Wever & Sons			J. Weber & Sons	J. J. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
43	501 Broadway, New York, NY 10012	501 Broadway		SoHo		02/07/1905			Daniel D. Badger			
44	503 – 505 Broadway, New York, NY 10012	503 – 505 Broadway	74 – 76 Mercer St.	SoHo	06/20/1878	02/26/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Façade
45	507 – 509 Broadway, New York, NY 10012	507 – 509 Broadway	78 – 80 Mercer St.	SoHo	07/22/1878	02/21/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Façade
46	511 Broadway, New York, NY 10012	511 Broadway	82 Mercer St.	SoHo	07/29/1878	02/26/1879	J. B. Snook		Cornell Iron Works		Joseph L. Loubat	Cast Iron Façade
47	521 – 523 Broadway, New York, NY 10012	St. Nicholas Hotel		SoHo		1854	J. B. Snook		Daniel D. Badger		D. H. Haight	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
48	494 Broadway, New York, NY 10012	494 Broadway		SoHo		1866	-		J. Nicholas		Thomas Wells	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
49	498 – 500 Broadway, New York, NY 10012	498 – 500 Broadway		SoHo		1859	-		J. L. Jackson Iron Works		W. B. Lawrence	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
50	502 – 504 Broadway, New York, NY 10012	502 – 504 Broadway		SoHo		1860	Kellum & Son		Daniel D. Badger		Homer Bostwick	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
51	506 Broadway, New York, NY 10012	506 Broadway		SoHo		1856	-		Daniel D. Badger		Eugene Langdon	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
52	510 Broadway, New York, NY 10012	510 Broadway		SoHo	07/03/78	09/12/78	Wm. Bloodgood		Excelsior Iron Works	Freeman & Bloodgood	Heymann & Sons	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
53	537 – 539 Broadway, New York, NY 10012	537 – 539 Broadway	108 – 112 Mercer St.	SoHo	09/01/1868	04/30/1869	Charles Mettman				Gilsey & Beekman	Cast Iron Façade
54	545 Broadway, New York, NY 10012	545 Broadway		SoHo	02/13/1885	12/13/1885	Samuel A. Warner				Samuel Inslee	Cast Iron Façade
55	550 Broadway, New York, NY 10012	550 Broadway		SoHo		1854	R. G. Hatfield		Daniel D. Badger		Charles F. Moulton	Cast Iron Façade
56	552 Broadway, New York, NY 10012	552 Broadway		SoHo		1855	J. B. Snook		Daniel D. Badger			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
57	554 Broadway, New York, NY 10012	554 Broadway		SoHo		1855	J. B. Snook		Daniel D. Badger			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
58	556 Broadway, New York, NY 10012	556 Broadway		SoHo		1855	-					Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
59	569 – 575 Broadway, New York, NY 10012	569 – 575 Broadway		SoHo	03/28/1881	03/29/1882	Thomas Stent		Heurelmann & Co.	James Webb & Sons	J. J. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
60	577 Broadway, New York, NY 10012	577 Broadway	148 Mercer St.	SoHo		1860	-		Daniel D. Badger		Estate of Mrs. Astor Langdon	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
61	579 Broadway, New York, NY 10012	579 Broadway	150 Mercer St.	SoHo		1860	-		Daniel D. Badger		Estate of Mrs. Astor Langdon	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
62	581 Broadway, New York, NY 10012	581 Broadway	152 Mercer St.	SoHo		1860	-		Daniel D. Badger		Estate of Mrs. Astor Langdon	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
63	591 Broadway, New York, NY 10012	591 Broadway	162 – 164 Mercer St.	SoHo		1859	-		Jackson & Throcmorton Iron Works		Alfred Wagstaff	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
	593 Broadway, New York, NY 10012	593 Broadway	166 Mercer St.	SoHo		1860	-		Jackson & Throcmorton Iron Works		Edward Jones	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
64	600 – 602 Broadway, New York, NY 10012	600 – 602 Broadway		SoHo	03/14/1883	01/31/1884	Samuel A. Warner				Elizabeth W. Aldrich	Cast Iron Façade
65	433 Broome Street, New York, NY 10013	433 Broome St.		SoHo		1870	-				Lambert Suydam	Cast Iron Façade
66	435 Broome Street, New York, NY 10013	435 Broome St.		SoHo	06/02/1873	10/24/1873	W. A. Potter			Richard Deeves	Catherine Wilkins	Cast Iron Façade
67	438 Broome Street, New York, NY 10013	438 Broome St.		SoHo	05/20/1885	11/20/1885	E. Kilpatrick				Jane Major	Cast Iron Façade
68	448 Broome Street, New York, NY 10013	448 Broome St.		SoHo	06/26/1871	07/28/1872	Vaux & Withers			James Stewart	Mrs. A. G. Ullman	Cast Iron Façade
69	453 – 455 Broome Street, New York, NY 10013	453 – 455 Broome St.		SoHo	07/01/1872	02/28/1873	Griffith Thomas				Julia Billings	Cast Iron Façade
70	457 – 459 Broome Street, New York, NY 10013	457 – 459 Broome St.		SoHo	07/01/1871	12/31/1871	Griffith Thomas				William Moser	Cast Iron Façade
71	461 Broome Street, New York, NY 10013	461 Broome St.		SoHo	07/01/1871	12/31/1871	Griffith Thomas				William Moser	Cast Iron Façade
72	463 Broome Street, New York, NY 10013	463 Broome St.		SoHo		1867	Henry Fernbach				Arthur Levy	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
73	465 – 467 Broome Street, New York, NY 10013	465 – 467 Broome St.		SoHo	06/24/1872	02/28/1873	J. F. Duckworth		Aetna Iron Works	John t. Conover	R. H. L. Townsend	Cast Iron Façade
74	454 Broome Street, New York, NY 10013	454 Broome St.		SoHo	06/05/1879	02/28/1880	Samuel A. Warner				Eliot Cowdin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
75	456 Broome Street, New York, NY 10013	456 Broome St.		SoHo		1867	B. W. Warner				Eliot Cowdin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
76	458 Broome Street, New York, NY 10013	458 Broome St.		SoHo		1867	D. & J. Jardine				Hyams & Bamburger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
77	460 Broome Street, New York, NY 10013	460 Broome St.		SoHo		1862	-				Henry J. Newton	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
78	462 Broome Street, New York, NY 10013	462 Broome St.		SoHo		1866	-				Aaron Arnold	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
79	464 – 468 Broome Street, New York, NY 10013	164 – 468 Broome St.		SoHo		1860	-		Nichol & Billerwell Iron Works		Aaron Arnold	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
80	469 – 475 Broome Street, New York, NY 10013	Gunther Building		SoHo	12/02/1871	05/30/1872	Griffith Thomas		Aetna Iron Works	John t. Conover	William Gunther	Cast Iron Façade
81	477 – 479 Broome Street, New York, NY 10013	477 – 479 Broome St.		SoHo	06/03/1872	02/28/1873	Elisha Sniffen		Excelsior Iron Works		Jacob Weeks	Cast Iron Façade
82	470 Broome Street, New York, NY 10013	470 Broome St.		SoHo		1867	Griffith Thomas				Dickinson & Hurlbut	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
83	472 – 474 Broome Street, New York, NY 10013	472 – 464 Broome St.		SoHo	04/01/1869	08/10/1869	Griffith Thomas			Moore & Bryant	Estate of Moses Morrison	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
84	476 – 478 Broome Street, New York, NY 10013	476 – 478 Broome St.		SoHo	06/24/1872	02/28/1873	Griffith Thomas				C. H. Garden	Cast Iron Façade
85	480 Broome Street, New York, NY 10013	480 Broome St.		SoHo	07/08/1884	01/30/1885	Richard Berger				Sleurman & Casper	Cast Iron Façade
86	482 Broome Street, New York, NY 10013	482 Broome St.		SoHo	06/18/1883	01/31/1884	John McIntyre		S. R. Ferdon Iron Works			Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
87	489 – 493 Broome Street, New York, NY 10013	489 – 493 Broome St.		SoHo	08/01/1873	01/31/1874	Jarvis Morgan Slade		J. L. Jackson Iron Works	Richard Shapter	Martin Bates	Cast Iron Façade
88	498 Broome Street, New York, NY 10013	498 Broome St.		SoHo	09/13/1884	02/27/1885	Ernest Greis		T. S. Ayers Iron Works		Jacob Bleyer	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
89	500 Broome Street, New York, NY 10013	500 Broome St.		SoHo	08/06/1874	12/21/1874	Charles Mettiam		Aetna Iron Works		George Marchand	Cast Iron Façade
90	305 Canal Street, New York, NY 10013	305 Canal St.		SoHo		1863	-				L. Brullier	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
91	307 – 311 Canal Street, New York, NY 10013	Arnold Constable Store	2 – 12 Mercer St.	SoHo		1856	-		Merklee & Nichol Iron Foundry		Aaron Arnold	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
92	329 – 331 Canal Street, New York, NY 10013	329 – 331 Canal St.		SoHo	03/07/1883	01/31/1884	J. B. Snook		Lindsay, Grafe & Megquier		Lorillard Spencer	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
93	335 – 341 Canal Street, New York, NY 10013	335 – 341 Canal St.		SoHo		1868	J. B. Snook					
94	343 Canal Street, New York, NY 10013	343 Canal St.		SoHo		1868	Isaac F. Duckworth				P. R. Francis	Cast Iron Façade
95	351 – 355 Canal Street, New York, NY 10013	351 – 355 Canal St.		SoHo	06/22/1871	02/29/1872	W. H. Gaylor		Bailey & DeBrevoise	W. Lamb Jr.	S. Middlebrook	Cast Iron Façade
96	357 Canal Street, New York, NY 10013	357 Canal St.		SoHo		1855	W. T. Beers		Architectural Iron Works		Wm. Banta	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
97	359 Canal Street, New York, NY 10013	359 Canal St.		SoHo		1855	W. T. Beers		Architectural Iron Works		Asher Rosenblatt	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
98	365 Canal Street, New York, NY 10013	365 Canal St.		SoHo	06/23/1871	12/31/1871	Wm. Waring				J. Watson Webb	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
99	371 Canal Street, New York, NY 10013	371 Canal St.		SoHo	06/15/1883	06/30/1884	Samuel A. Warner				O. J. Walbridge	Cast Iron Façade
100	56 – 58 Crosby Street, New York, NY 10013	56 – 58 Crosby St.		SoHo	08/08/1881	08/31/1882	Lamb & Wheeler				DeForest & Perkins	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
101	60 – 66 Crosby St, New York, NY 10013	60 – 66 Crosby St		SoHo	08/08/1881	08/31/1882	Lamb & Wheeler				Livingston, DeForest & Perkins	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
102	66 Grand Street, New York, NY 10013	66 Grand St.		SoHo	06/04/1884	01/30/1885	W. W. Hume				Helina Asinare	Cast Iron Façade
103	68 – 70 Grand Street, New York, NY 10013	68 – 70 Grand St.		SoHo	04/29/1886	01/24/1887	George DaCunha		Lindsay, Grafe & Megquier	George DaCunha??	Morris S. Hermann	Cast Iron Façade
104	71 – 73 Grand Street, New York, NY 10013	71 – 73 Grand St.	28 – 30 Wooster St.	SoHo	03/17/1879	07/29/1879	Mortimer C. Merrit				M. Eisemann	Cast Iron Façade
105	83 – 87 Grand Street, New York, NY 10013	83 – 87 Grand St.		SoHo	06/03/1872	10/30/1872	W. W. Hume		Lindsay, Grafe & Megquier	Louis Scudder	James Fisher	Cast Iron Façade
106	72 Grand Street, New York, NY 10013	72 Grand St.		SoHo	08/27/1885	05/22/1886	George DaCunha			George DaCunha??	W. W. Winans	Cast Iron Façade
107	74 Grand Street, New York, NY 10013	74 Grand St.		SoHo	06/29/1885	01/28/1886	George DaCunha				Ambrose Kingsland	Cast Iron Façade
108	78 Grand Street, New York, NY 10013	78 Grand St.		SoHo	08/26/1881	12/30/1882	Robert Mook		Lindsay, Grafe & Megquier		F. A. Kursheedt	Cast Iron Façade
109	80 – 88 Grand Street, New York, NY 10013	80 – 88 Grand St.		SoHo	04/25/1873	12/23/1873	B. W. Warner			Weeks Bros.	Alexander J. Cotherl	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
110	89 Grand Street, New York, NY 10013	89 Grand St.		SoHo	05/21/1877	10/25/1877	W. W. Hume			George DaCunha	Rosalie Steinhardt	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
111	91 Grand Street, New York, NY 10013	91 Grand St.		SoHo	07/12/1869	11/30/1869	J. B. Snook		J. L. Jackson Iron Works		S. Childs	Cast Iron Façade
112	93 Grand Street, New York, NY 10013	93 Grand St.		SoHo	07/12/1869	11/30/1869	J. B. Snook		J. L. Jackson Iron Works		John D. Wendel	Cast Iron Façade
113	95 Grand Street, New York, NY 10013	95 Grand St.		SoHo		1882	-				W. Boyd	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
114	97 – 105 Grand Street, New York, NY 10013	97 – 105 Grand St.		SoHo		1867	-				Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
115	90 Grand Street, New York, NY 10013	90 Grand St.	38 – 49 Greene St.	SoHo		1867	Griffith Thomas		Nichol & Billerwell Iron Works		Ann Howard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
116	96 – 98 Grand Street, New York, NY 10013	96 – 98 Grand St.		SoHo		1868	B. W. Warner				Elliot Cowdin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
117	100 – 102 Grand Street, New York, NY 10013	100 – 102 Grand St.		SoHo		1868	B. W. Warner				Elliot Cowdin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
118	104 Grand Street, New York, NY 10013	104 Grand St.	37 Mercer St.	SoHo	08/22/1883	01/31/1884	Julius Kashner				James Beams	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
119	107 – 113 Grand Street, New York, NY 10013	107 – 113 Grand St.	32 Mercer St.	SoHo	06/21/1881	05/31/1882	Thomas Stent		Heurelmann & Co.	Marc Eidlitz	Wm. Astor	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
120	129 – 131 Grand Street, New York, NY 10013	129 – 131 Grand St.	20 Crosby St.	SoHo		1861	-				Henry Cruger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
121	15 – 17 Greene Street, New York, NY 10013	15 17 Greene St.		SoHo	09/05/1894	07/25/1895	Samuel A. Warner		Cornell Iron Works		Presbytery of New York, Warren Van Norden	Cast Iron Façade
122	19 – 21 Greene Street, New York, NY 10013	19 – 21 Greene St.		SoHo	10/20/1871	04/29/1872	Henry Fernbach			Joseph Thompson	Simon Strahlheim	Cast Iron Façade
123	23 – 25 Greene Street, New York, NY 10013	23 – 25 Greene St.		SoHo	07/10/1872	02/28/1873	Isaac F. Duckworth		Aetna Iron Works		J. E. Hyams	Cast Iron Façade
124	27 Greene Street, New York, NY 10013	27 Greene St.		SoHo	02/03/1871	04/08/1871	William Jose				N. Grari	Masonry with cast iron columns
125	29 Greene Street, New York, NY 10013	29 Greene St.		SoHo	12/10/1877	03/23/1878	J. Webb & Son			J. Web & Sons	Mrs. Gibbons	Cast Iron Façade
126	31 Greene Street, New York, NY 10013	31 Greene St.		SoHo	04/10/1876	10/12/1876	George DaCunha				A. C. Kingsland & Sons	Cast Iron Façade
127	8 Greene Street, New York, NY 10013	8 Greene St.		SoHo	10/17/1883	04/30/1884	J. B. Snook		A. J. Campbell Iron Works		Trustees of Louis Lorillard	Cast Iron Façade
128	10 – 12 – 14 Greene Street, New York, NY 10013	10 – 12 – 14 Greene St.		SoHo	06/27/1869	12/20/1869	J. B. Snook			Moore & Bryant	T. Lewis & B. H. Day	Cast Iron Façade
129	16 Greene Street, New York, NY 10013	16 Greene St.		SoHo	05/23/1882	04/30/1883	Samuel A. Warner			John Masterton	Henry Adams	Cast Iron Façade
130	18 Greene Street, New York, NY 10013	18 Greene St.		SoHo	05/23/1882	04/30/1883	Samuel A. Warner			John Masterton	William Gill	Cast Iron Façade
131	20 – 26 Greene Street, New York, NY 10013	20 – 26 Greene St.		SoHo	05/19/1880	12/31/1880	Samuel A. Warner		J. B. & J. W. Cornell		Samuel Insee	Cast Iron Façade
132	28 – 30 Greene Street, New York, NY 10013	28 – 30 Greene St.		SoHo	11/25/1872	08/29/1873	Isaac F. Duckworth			J. Conover	Picaut, Simon & Capel	Cast Iron Façade
133	32 Greene Street, New York, NY 10013	32 Greene St.		SoHo	04/14/1873	09/29/1873	Isaac F. Duckworth			John Masterton	Isaac W. How	Cast Iron Façade
134	34 Greene Street, New York, NY 10013	34 Greene St.		SoHo	03/20/1873	08/29/1873	Charles Wright				Julius Leopold	Cast Iron Façade
135	37 – 43 Greene Street, New York, NY 10013	37 – 43 Greene St.		SoHo	08/23/1883	02/28/1884	Richard Berger				Nathan, Schwab & Kayser	Cast Iron Façade
136	45 Greene Street, New York, NY 10013	45 Greene St.		SoHo	10/01/1882	12/30/1882	Jarvis Morgan Slade				Edward W. Tailer	Cast Iron Façade
137	47 – 49 Greene Street, New York, NY 10013	47 – 49 Greene St.		SoHo		1866	-				H. J. Howard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
138	51 Greene Street, New York, NY 10013	51 Greene St.		SoHo	1853	1854					Homer Bostwick	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
139	42 – 44 Greene Street, New York, NY 10013	42 – 44 Greene St.		SoHo		07/19/1869	Griffith Thomas				H. J. Howard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
140	46 – 50 Greene Street, New York, NY 10013	46 – 50 Greene St.		SoHo		1860	-		Daniel D. Badger		Ann Howard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
141	52 Greene Street, New York, NY 10013	52 Greene St.		SoHo		1867	-				H. J. Howard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
142	57 – 63 Greene Street, New York, NY 10012	57 – 63 Greene St.		SoHo	05/23/1876	01/31/1877	Edward H. Kendell		Cornell Iron Works		E. Oelbermann & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
143	65 Greene Street, New York, NY 10012	65 Greene St.		SoHo	07/15/1872	02/28/1873	J. B. Snook				George L. Ronalds	Cast Iron Façade
144	67 Greene Street, New York, NY 10012	67 Greene St.		SoHo	07/15/1872	02/28/1873	Henry Fernbach				Archer & Penobscor Co.	Cast Iron Façade
145	69 – 71 Green Street, New York, NY 10012	69 – 71 Greene St.		SoHo	06/12/1876	01/31/1877	Henry Fernbach		Cornell Iron Works	Amos Woodruff & Sons	Rothchild	Cast Iron Façade
146	73 Greene Street, New York, NY 10012	73 Greene St.		SoHo	06/12/1876	01/31/1877	Henry Fernbach		Cornell Iron Works	Amos Woodruff & Sons	Rothchild	Cast Iron Façade
147	75 Greene Street, New York, NY 10012	75 Greene St.		SoHo	06/22/1876	01/31/1877	Henry Fernbach		Cornell Iron Works	Amos Woodruff & Sons	M. & S. Sternberger	Cast Iron Façade
148	77 Greene Street, New York, NY 10012	77 Greene St.		SoHo	06/13/1878	11/30/1878	Henry Fernbach		Cornell Iron Works	Amos Woodruff & Sons	H. & S. Meinhard	Cast Iron Façade
149	81 Greene Street, New York, NY 10012	81 Greene St.		SoHo	06/06/1877	11/21/1877	Henry Fernbach			Amos Woodruff & Sons	D. L. Einstein	Cast Iron Façade
150	58 – 60 Greene Street, New York, NY 10012	58 – 60 Greene St.		SoHo	07/05/1871	12/31/1871	Henry Fernbach			Samule Cochran	L. & S. Seasongood	Cast Iron Façade
151	62 – 64 Greene Street, New York, NY 10012	62 – 64 Greene St.		SoHo	06/29/1872	02/28/1873	Henry Fernbach			Samule Cochran	John Henderson	Cast Iron Façade
152	66 Greene Street, New York, NY 10012	66 Greene St.		SoHo	05/12/1873	11/22/1873	J. B. Snook			J. Pmerest	Lorillard Estate	Cast Iron Façade
153	68 Greene Street, New York, NY 10012	68 Greene St.		SoHo	08/09/1872	02/28/1873	J. B. Snook				George Ronalds	Cast Iron Façade
154	72 – 76 Greene Street, New York, NY 10012	King of Greene Street		SoHo	08/08/1872	04/30/1873	Isaac F. Duckworth			J. Conover	Gardner Colby	Cast Iron Façade
155	80 – 82 Greene Street, New York, NY 10012	80 – 82 Greene St.		SoHo	08/23/1872	02/28/1873	Griffith Thomas		Aetna Iron Works	J. Conover	C. H. Gadinier	Cast Iron Façade
156	84 – 86 Greene Street, New York, NY 10012	85 – 86 Greene St.	122 – 124 Mercer St	SoHo	06/06/1883	12/03/1883	Henry Fernbach				W. Blackston	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
157	93 – 95 Greene Street, New York, NY 10012	93 – 95 Greene St.		SoHo	04/18/1881	12/20/1881	Henry Fernbach				David Einstein	Cast Iron Façade
158	97 Greene Street, New York, NY 10012	97 Greene St.		SoHo	04/18/1881	12/20/1881	Henry Fernbach				David Einstein	Cast Iron Façade

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
159	99 Greene Street, New York, NY 10012	99 Greene St.		SoHo	04/18/1881	12/20/1881	Henry Fernbach				David Einstein	Cast Iron Façade
160	103 – 105 Greene Street, New York, NY 10012	103 – 105 Greene St.		SoHo	04/24/1879	09/24/1879	Henry Fernbach			Frank Lowden	David Einstein	Cast Iron Façade
161	113 Greene Street, New York, NY 10012	113 Greene St.		SoHo	09/28/1882	03/31/1883	Henry Fernbach				Lippman & Toplitz	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
162	96 Greene Street, New York, NY 10012	96 Greene St.		SoHo	05/16/1879	12/22/1879	Henry Fernbach			Marc Eidlitz	Cichester Estate	Cast Iron Façade
163	98 Greene Street, New York, NY 10012	98 Greene St.		SoHo	09/16/1880	02/25/1881	Charles Mettam				Michael Byrne	Cast Iron Façade
164	100 Greene Street, New York, NY 10012	100 Greene St.		SoHo	09/16/1880	02/25/1881	Charles Mettam				H. Wilson	Cast Iron Façade
165	102 Greene Street, New York, NY 10002	102 Greene St.		SoHo	11/01/1880	02/25/1881	Henry Fernbach			Amos Woodruff & Sons	Isaac Guggenheim	Cast Iron Façade
166	112 Greene Street, New York, NY 10002	112 Greene St.		SoHo	05/17/1883	01/31/1884	Henry Fernbach			Van Dolson & Arnott	Stillwell & Goldenberg	Cast Iron Façade
167	114 – 120 Greene Street, New York, NY 10002	114 – 120 Greene St.		SoHo	08/08/1881	05/31/1882	Henry Fernbach			Amos Woodruff & Sons	Frederick Loeser	Cast Iron Façade
168	122 Greene Street, New York, NY 10012	122 Greene St.	106 – 108 Prince St.	SoHo	1866	1888	W. E. Waring				G. H. Eckhoff	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
169	119 Greene Street, New York, NY 10012	119 Greene St.	109 – 111 Prince St.	SoHo	10/01/1882	01/31/1883	J. Morgan Slade		Cheney – Hewlett Architectural Iron Works		C. H. Woodbury	Cast Iron Façade
170	121 – 123 Greene Street, New York, NY 10012	121 – 123 Greene St.		SoHo	06/28/1882	03/31/1883	Henry Fernbach				Lewisshone Brothers	Cast Iron Façade
171	125 Greene Street, New York, NY 10012	125 Greene St.		SoHo	06/28/1882	03/31/1883	Henry Fernbach			Christie & Dyhes	Sylvester Bench Estate	Cast Iron Façade
172	127 Greene Street, New York, NY 10012	127 Greene St.		SoHo	05/21/1883	02/28/1884	William Baker				Patrick Dickie Estate	Cast Iron Façade
173	129 – 131 Greene Street, New York, NY 10012	129 – 131 Greene St.		SoHo	06/04/1880	02/26/1881	Detlef Lienau			Freeman & Bloodgood	John C. Barrow	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
174	133 – 135 Greene Street, New York, NY 10012	133 – 135 Greene St.		SoHo	06/19/1882	03/31/1883	Henry Fernbach			Terence J. Duffy	Henry & Isaac Meinhard	Cast Iron Façade
175	137 Greene Street, New York, NY 10012	137 Greene St.		SoHo	06/19/1882	03/31/1883	Henry Fernbach			Terence J. Duffy	Henry & Isaac Meinhard	Cast Iron Façade
176	143 Greene Street, New York, NY 10012	143 Greene St.		SoHo	08/08/1887	02/29/1888	DeLemos & Cordes		Atlantic Iron Works		Lippman & Toplitz	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
177	130 Greene Street, New York, NY 10012	130 Greene St.		SoHo	06/11/1888	01/26/1889	Richard Berger				L. Sachs & Brothers	Cast Iron Façade
178	132 – 134 Greene Street, New York, NY 10012	132- 134 Greene St.		SoHo	04/19/1885	01/30/1886	Alfred Zucker				Simon Goldenberg & L. Schoolers	Cast Iron Façade
179	136 Greene Street, New York, NY 10012	136 Greene St.		SoHo	04/19/1885	01/30/1886	Alfred Zucker				Simon Goldenberg & L. Schoolers	Cast Iron Façade
180	138 – 140 Greene Street, New York, NY 10012	138 – 140 Greene St.		SoHo	04/19/1885	01/30/1886	Alfred Zucker				Simon Goldenberg & L. Schoolers	Cast Iron Façade
181	142 – 144 Greene Street, New York, NY 10012	142 – 144 Greene St.		SoHo	01/06/1871	04/29/1871	Henry Fernbach			J. Conover	James Kent	Cast Iron Façade
182	146 Greene Street, New York, NY 10012	146 Greene St.		SoHo	03/13/1877	07/21/1877	W. E. Worthen				John Althouse	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
183	148 – 150 Greene Street, New York, NY 10012	148 – 150 Greene St.		SoHo	08/24/1883	07/31/1884	W. E. Worthen				John Althouse	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
184	30 Howard Street, New York, NY 10013	30 Howard St.	2 – 8 Crosby St.	SoHo		1868	J. B. Snook		Excelsior Iron Works		Trustees of M. Barbey	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
185	32 Howard Street, New York, NY 10013	32 Howard St.		SoHo		1868	J. B. Snook		Excelsior Iron Works		Trustees of P. Lorillard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
186	34 Howard Street, New York, NY 10013	34 Howard St.		SoHo		1868	James Renwick & Joseph Sands				Edward Mathews	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
187	48 Howard Street, New York, NY 10013	48 Howard St.		SoHo		1860			Nichol & Billerwell iron Works		Aaron Arnold	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
188	50 – 52 Howard Street, New York, NY 10013	50 – 52 Howard St.		SoHo		1860					Adam W. Spies	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
189	54 Howard Street, New York, NY 10013	54 Howard St.	14 Mercer St.	SoHo		1860			Architectural Iron Works Nichol & Billerwell Iron Works		Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
190	47 Howard Street, New York, NY 10013	47 Howard St.		SoHo		1863					L. Brullier	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
191	49 – 53 Howard Street, New York, NY 10013	49 – 53 Howard St.	2 – 12 Mercer St.	SoHo		1856					Aaron Arnold	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
192	5 – 7 Mercer Street, New York, NY 10013	5 – 7 Mercer St.		SoHo		1861	J. B. Snook		Daniel D. Badger		J. J. Phelps	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
193	9 – 13 Mercer Street, New York, NY 10013	9 – 13 Greene St.		SoHo	07/01/1870	01/02/1871	F. C. Graef		Cornell Iron Works	James Hume	Adolph Poppenhusen	Cast Iron Façade
194	15 – 17 Mercer Street, New York, NY 10013	15 – 17 Mercer St.		SoHo	04/20/1886	11/20/1886	Samuel A. Warner				Samuel Insee	Cast Iron Façade
195	19 Mercer Street, New York, NY 10013	19 Mercer St.		SoHo	1860	1861			Nichol & Billerwell Iron Works		S. B. Althaus	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
196	21 – 23 Mercer Street, New York, NY 10013	21 – 23 Mercer St.		SoHo		1861					Amos Eno & Wm. B. Lawrence	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
197	25 Mercer Street, New York, NY 10013	25 Mercer St.		SoHo		1861					Amos Eno & Wm. B. Lawrence	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
198	29 Mercer Street, New York, NY 10013	29 Mercer St.		SoHo		1868	Louis Burger		Excelsior Iron Works		Henry Cardoza	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
199	31 – 33 Mercer Street, New York, NY 10013	31 – 33 Mercer St.		SoHo		1867			Heurelmann & Co.		Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
200	35 Mercer Street, New York, NY 10013	35 Mercer St.		SoHo		1867					Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
201	14 Mercer Street, New York, NY 10013	14 Mercer St.		SoHo		1860			Daniel D. Badger		Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
202	16 Mercer Street, New York, NY 10013	16 Mercer St.	50 – 52 Howard St.	SoHo		1860					Adam W. Spies	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
203	18 Mercer Street, New York, NY 10013	18 Mercer St.		SoHo		1861	John Kellum		Daniel D. Badger		A. T. Stewart	Cast Iron Façade
204	20 – 22 Mercer Street, New York, NY 10013	20 – 22 Mercer St.	Through Broadway	SoHo		1860	Griffith Thomas		Nichol & Billerwell Iron Works		N. Ludlum	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
205	24 Mercer Street, New York, NY 10013	24 Mercer St.	Through Broadway	SoHo		1860					Wm. & Edward Mitchell	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
206	26 Mercer Street, New York, NY 10013	26 Mercer St.	Through Broadway	SoHo		1855					Matthew Morgan	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
207	28 – 30 Mercer Street, New York, NY 10013	28 – 30 Mercer St.	Through Broadway	SoHo	06/01/1869	12/10/1869	J. B. Snook		Excelsior Iron Works		Lorillard Estate	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
208	43 Mercer Street, New York, NY 10013	43 Mercer St.		SoHo		1868	Henry Fernbach				Arthur Levy	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
209	47 – 49 Mercer Street, New York, NY 10013	47 – 49 Mercer St.		SoHo	07/01/1872	02/28/1873	Joseph M. Dunn		Aetna Iron Works	William Pettit	Alexander Roux	Cast Iron Façade
210	53 Mercer Street, New York, NY 10013	53 Mercer St.		SoHo		1868					Alexander Roux	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
211	55 Mercer Street, New York, NY 10013	55 Mercer St.		SoHo	11/16/1871	03/27/1872				William Pettit	William Moser	Cast Iron Façade
212	50 – 52 Mercer Street, New York, NY 10013	50 – 52 Mercer St.	447 Broadway	SoHo	07/12/1869	03/31/1870	H. W. Smith & Sons		Daniel D. Badger		Wm. Rhineland	Cast Iron Façade
213	69 Mercer Street, New York, NY 10012	69 Mercer St.		SoHo	03/21/1876	09/11/1876	Theo. A. Tribet			Robinson & Wallace	Edward C. Eliot	Cast Iron Façade
214	73 – 77 Mercer Street, New York, NY 10012	73 – 77 Mercer St.		SoHo	11/01/1875	05/20/1876	Jesse W. Powers			Joseph W. Smith	John Ruszits	Cast Iron Façade
215	83 Mercer Street, New York, NY 10012	83 Mercer St.		SoHo	05/24/1872	11/29/1872	J. B. Snook			George Springsted	George Lorillard	Cast Iron Façade
216	85 – 87 Mercer Street, New York, NY 10012	85 – 87 Mercer St.		SoHo	06/10/1872	02/28/1873	Robert Mook			Amos Woodruff & Sons	Amos Eno	Cast Iron Façade
217	107 Mercer Street, New York, NY 10012	107 Mercer St.		SoHo	06/03/1878	11/30/1878	J. B. Snook		J. L. Jackson Iron Works		C. L. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
218	111 Mercer Street, New York, NY 10012	111 Mercer St.		SoHo	09/18/1878	01/22/1879	Henry Fernbach		Cornell Iron Works	Charles Eberspacher	M. & S. Sternberger	Cast Iron Façade
219	113 – 115 Mercer Street, New York, NY 10012	113 – 115 Mercer St.		SoHo	07/10/1872	11/25/1872	Julius Boeckell				C. F. Richards	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
220	121 Mercer Street, New York, NY 10012	121 Mercer St.		SoHo	07/01/1879	11/28/1879	D. & J. Jardine		Althaus Iron Works		N. Y. Eye and Ear Infirmary	Cast Iron Façade
221	127 – 131 Mercer Street, New York, NY 10012	127 – 131 Mercer St.		SoHo		1869			Geo. Toop Iron Works		Gustave Herter	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
222	153 Mercer Street, New York, NY 10012	153 Mercer St.		SoHo	06/03/1879	10/08/1879	Henry Congdon			Van Dolson & Arnott	H. & E. Strange	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
223	155 – 157 Mercer Street, New York, NY 10012	155 – 157 Mercer St.		SoHo		1854	Field & Correja		Geo. Toop Iron Works		City of New York	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
224	159 – 161 Mercer Street, New York, NY 10012	159 – 161 Mercer St.		SoHo		1854			Ayers & McCanless Iron Works		James Swan	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
225	165 – 167 Mercer Street, New York, NY 10012	165 – 167 Mercer St.		SoHo	08/29/1870	05/24/1871	Henry Fernbach			J. Conover	James Kent	Cast Iron Façade
226	160 Mercer Street, New York, NY 10012	160 Mercer St.		SoHo		1855			West Side Architectural Iron Works		Ward & Hammond	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
227	168 Mercer Street, New York, NY 10012	168 Mercer St.	595 Broadway	SoHo		1866	James W. Pirsson				C. D. Fredericks & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
228	170 Mercer Street, New York, NY 10012	170 Mercer St.	597 Broadway	SoHo		1867	John Kellum		Architectural Iron Works		John Lawrence	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
229	94 Prince Street, New York, NY 10012	94 Prince St.	137 Mercer St.	SoHo		1858			Ayers & McCanless Iron Works		Herman Gerkan	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
230	96 – 98 Prince Street, New York, NY 10012	96 – 98 Prince St.		SoHo	07/05/1881	07/01/1882	Henry Fernbach			Robinson & Wallace	A. B. Strange	Cast Iron Façade
231	100 Prince Street, New York, NY 10012	100 Prince St.		SoHo	05/04/1882	10/31/1882	Henry Fernbach			Robinson & Wallace	A. B. Strange	Cast Iron Façade
232	102 – 104 Prince Street, New York, NY 10012	102 – 104 Prince St.		SoHo	10/08/1881	05/31/1882	Henry Fernbach			Amos Woodruff & Sons	Frederick Loeser	Cast Iron Façade
233	112 – 114 Prince Street, New York, NY 10012	112 – 114 Prince St.		SoHo	05/22/1889	01/29/1890	Richard Berger				Louis & Samuel Sachs	Cast Iron Façade
234	113 – 115 Prince Street, New York, NY 10012	113 – 115 Prince St.		SoHo	06/02/1890	03/31/1891	Cleverdon & Putzel				Frank Seitz	Cast Iron Façade
235	117 – 119 Prince Street, New York, NY 10012	117 – 119 Prince St.		SoHo	06/02/1890	03/31/1891	Cleverdon & Putzel				Frank Seitz	Cast Iron Façade
236	121 Prince Street, New York, NY 10012	121 Prince St.		SoHo	06/02/1890	03/31/1891	Cleverdon & Putzel				Frank Seitz	Cast Iron Façade
237	83 Spring Street, New York, NY 10012	83 Spring St.		SoHo		1886	Richard Berger		Lindsay, Grafe & Megquier		William Bemsker	Cast Iron Façade
238	99 Spring Street, New York, NY 10012	99 Spring St.		SoHo	06/01/1871	11/28/1871	J. & D. Jardine			John Sinclair	Charles Knox	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
239	101 Spring Street, New York, NY 10012	101 Spring St.	100 – 106 Mercer St	SoHo	06/01/1870	01/28/1871	N. Whyte			S. B. & J. T. Smith	Wm. Seton	Cast Iron Façade
240	109 – 111 Spring Street, New York, NY 10012	109 – 111 Spring St.		SoHo	06/03/1878	11/30/1878	J. B. Snook		J. L. Jackson Iron Works	John Demarest	C. L. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
241	113 Spring Street, New York, NY 10012	113 Spring St.		SoHo	07/16/1878	12/24/1878	Henry Fernbach		J. L. Jackson Iron Works	Amos Woodruff & Sons	M. & S. Sternberger	Cast Iron Façade
242	115 – 117 Spring Street, New York, NY 10012	115 – 117 Spring St.		SoHo	07/16/1878	12/24/1878	Henry Fernbach		J. L. Jackson Iron Works	Amos Woodruff & Sons	M. & S. Sternberger	Cast Iron Façade
243	119 Spring Street, New York, NY 10012	119 Spring St.		SoHo	09/19/1878	01/22/1879	Robert Mook			J. Rogers	F. A. Kursheedt	Cast Iron Façade
244	121 Spring Street, New York, NY 10012	121 Spring St.	90 Greene St.	SoHo	05/22/1878	11/30/1878	J. B. Snook		Cornell Iron Works		C. L. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
245	127 Spring Street, New York, NY 10012	127 Spring St.	87 – 89 Greene St.	SoHo	05/26/1886	01/29/1887	J. B. Snook				Trustees for C. L. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
246	147 Spring Street, New York, NY 10012	147 Spring St.		SoHo	05/23/1870	09/30/1870	Robert Mook		Excelsior Iron Works	Michael Gehegan	Agent – Richard Williamson	Cast Iron Façade
247	151 Spring Street, New York, NY 10012	151 Spring St.		SoHo	06/24/1889	01/24/1890	J. B. Snook				Carrie Gans	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
248	153 – 155 Spring Street, New York, NY 10012	153 – 155 Spring St.	411 Broadway	SoHo	07/18/1887	02/29/1888	Robert Mook				Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
249	375 – 377 West Broadway, New York, NY 10013	375 – 377 West Broadway	61- 63 Wooster St.	SoHo	07/29/1875	11/10/1876	J. B. Snook			Edwin Harlow	Lorillard Estate	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
250	379 – 381 West Broadway, New York, NY 10013	379 – 381 West Broadway	65 – 67 Wooster St.	SoHo		1867	J. B. Snook				P. & G. Lorillard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
251	383 – 385 West Broadway, New York, NY 10013	383 – 385 West Broadway	69 – 71 Wooster St.	SoHo		1867	J. B. Snook				Pierre Lorillard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
252	391 – 393 West Broadway, NY 10013	391 – 393 West Broadway	77 – 81 Wooster St.	SoHo	04/22/1889	01/24/1890	J. B. Snook				Jacob Lorillard Trustees	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
253	411 West Broadway, New York, NY 10012	411 West Broadway		SoHo	07/18/1887	02/29/1888	Robert Mook				Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
254	419 West Broadway, New York, NY 10012	419 West Broadway		SoHo	09/03/1883	01/31/1884	J. M. Grinell		Geo. Toop Iron Works	O. E. Perrine	Kunigunde Ode	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
255	427 West Broadway, New York, NY 10012	427 West Broadway		SoHo	07/12/1872	12/20/1872	Robert Mook			James Rue	Amos Eno	Cast Iron Façade
256	429 West Broadway, New York, NY 10012	429 West Broadway		SoHo	07/12/1872	12/20/1872	Robert Mook			James Rue	Amos Eno	Cast Iron Façade
257	431 West Broadway, New York, NY 10012	431 West Broadway		SoHo	07/08/1872	12/20/1872	Robert Mook			James Hume	Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
258	451 West Broadway, New York, NY 10012	451 West Broadway		SoHo	11/20/1883	04/30/1884	James Dubois			O. E. Perrine	Cyprine Gousset	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
259	457 – 461 West Broadway, New York, NY 10012	457 – 461 West Broadway		SoHo	08/06/1888	03/28/1889	John H. Whitenach		C. Vreelands Iron Works		Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
260	465 – 469 West Broadway, New York, NY 10012	465 – 469 West Broadway		SoHo	1889	1890	John H. Whitenach				Amos Eno	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
261	473 West Broadway, New York, NY 10012	473 West Broadway		SoHo		1884	James E. Ware				B. M. Martin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
262	12 Wooster Street, New York, NY 10013	12 Wooster St.		SoHo	05/14/1883	06/30/1884	J. B. Snook		S. R. Ferdon Iron Works		C. L. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
263	22 Wooster Street, New York, NY 10013	22 Wooster St.		SoHo	10/01/1868	02/09/1869	Louis Dunkle				Welcher	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
264	24 – 26 Wooster Street, New York, NY 10013	24 – 26 Wooster St.		SoHo		1867					Lewis King	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
265	35 – 37 Wooster Street, New York, NY 10013	35 – 37 Wooster St.		SoHo		1866	S. Curtiss Jr.		Nichol & Billerwell Iron Works		J. & W. Lyall	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
266	41 Wooster Street, New York, NY 10013	41 Wooster St.		SoHo		1860						Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
267	43 – 45 Wooster Street, New York, NY 10013	43 – 45 Wooster St.		SoHo	10/03/1884	02/27/1885	Joseph M. Dunn		S. R. Ferdon Iron Works		Wm. H. Gray	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
268	61 – 63 Wooster Street, New York, NY 10012	61 – 63 Wooster St.	Through W. Broadway	SoHo	07/29/1875	11/10/1876	J. B. Snook				Lorillard Estate	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
269	65 – 67 Wooster Street, New York, NY 10012	65 – 67 Wooster St.	Through W. Broadway	SoHo		1867	J. B. Snook				P. & G. Lorillard	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
270	83 – 85 Wooster Street, New York, NY 10012	83 – 85 Wooster St.		SoHo		1876	J. B. Snook				Mary Barbey	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
271	62 Wooster Street, New York, NY 10012	62 Wooster St.		SoHo	06/24/1872	02/28/1873	Griffith Thomas				C. H. Gadiner	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
272	70 – 72 Wooster Street, New York, NY 10012	70 – 72 Wooster St.		SoHo	03/16/1869	09/10/1869	Charles Mettam			J. J. Riceman	Archer Pancoast & Co.	Cast Iron Façade
273	74 Wooster Street, New York, NY 10012	74 Wooster St.		SoHo	03/16/1869	09/10/1869	Charles Mettam				Archer Pancoast & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
274	99 Wooster Street, New York, NY 10012	99 Wooster St.		SoHo		1881	Napoleon Le Brun				City of New York	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
275	100 Wooster Street, New York, NY 10012	100 Wooster St.		SoHo	01/04/1890	10/31/1890	Richard Berger			J. L. Mercha & Son	Wm. Menkoff	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
276	138 Wooster Street, New York, NY 10012	138 Wooster St.		SoHo		1857					David Jacobus	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
277	142 – 144 Wooster Street, New York, NY 10012	142 – 144 Wooster St.		SoHo		1889	Jordan & Giller				Mary E. Haight	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
278	152 – 156 Wooster Street, New York, NY 10012	152 – 156 Wooster St.		SoHo	10/20/1890	12/31/1891	J. Averit Webster				Patrick H. McManus	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
279	424 – 426 Broadway, New York, NY 10013	424 – 426 Broadway		SoHo		1868	Henry Engelbert				Elias S. Higgins	Cast Iron Façade
280	419 – 421 Broome Street, New York, NY 10013	419 – 421 Broome St.		SoHo		1874	Griffith Thomas				Henry J. Newman	Cast Iron Façade
281	425 – 427 Broome Street, New York NY 10013	425 – 427 Broome St.	39 Crosby St.	SoHo		1874	Edward H. Kendell				Estate of William Bloodgood	Cast Iron Façade
282	134 – 140 Grand Street, New York, NY 10013	134 – 140 Grand St.	23 – 29 Crosby St.	SoHo		1869	William Field & Son				Charles C. Hastings	Cast Iron Façade
283	27 Howard Street, New York, NY 10013	27 Howard St.		SoHo		1889	Samuel A. Warner				Estate of Samuel Inslee	Cast Iron Façade
284	29 Howard Street, New York, NY 10013	29 Howard St.		SoHo		1868	Renwick & Sans				Edward Mathews	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
285	28 Howard Street, New York, NY 10013	28 Howard St.	1 – 3 Crosby St.	SoHo		1872	D. & J. Jardine				F. G. Frazer	Cast Iron Façade
286	378 – 380 West Broadway, New York, NY 10012	378 – 380 West Broadway		SoHo		1874	Edward H. Kendell		J. L. Jackson Iron Works		Jarvis Meade	Cast Iron Façade
287	386 – 388 West Broadway, New York, NY 10012	386 – 388 West Broadway		SoHo		1871	Robert Mook		Brooklyn's Novelty Iron Works		Amos Eno	Cast Iron Façade
288	392 – 304 West Broadway, New York, NY 10012	392 – 394 West Broadway		SoHo		1873	John H. Whitenach		Boyce & McIntire Foundry		Jeremiah W. Dimick	Cast Iron Façade
289	422 West Broadway, New York, NY 10002	422 West Broadway		SoHo		1874	John H. Whitenach		Boyce & McIntire Foundry		Jeremiah W. Dimick	Cast Iron Façade
290	391 Broadway, New York, NY 10013	391 Broadway		Tribeca		1862	J. B. Snook		Daniel D. Badger		John D. Wolfe	Cast Iron Façade
291	368 Broadway	368 Broadway	4 Cortlandt Alley	Tribeca		1880	J. B. Snook				Gatherine L. Wolfe Trustee	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
292	370 Broadway	370 Broadway	6 Cortlandt Alley	Tribeca		1880	D. & J. Jardine				John Jay, E. B. Aymar	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
293	372 Broadway	372 Broadway	8 Cortlandt Alley	Tribeca	1852	1854					Samuel Wyman	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
294	380 – 382 Broadway	380 – 382 Broadway	70 – 78 White St.	Tribeca		1860			Architectural Iron Works		Samuel D. Babcock, Mathew M	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
295	384 – 386 Broadway	384 – 386 Broadway	14 Cortlandt Alley	Tribeca		1882	J. Morgan Slade		Lindsay, Graff & Megguler		Richard T. Wilson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
296	388 Broadway	388 Broadway	16 Cortlandt Alley	Tribeca		1859	King & Kellum		Architectural Iron Works		David A. Wood	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
297	390 Broadway	390 Broadway	18 Cortlandt Alley	Tribeca		1860					Louisa Bruen	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
298	392 Broadway	392 Broadway	20 Cortlandt Alley	Tribeca		1860					Charles A. Baudoine	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
299	394 Broadway	394 Broadway	22 Cortlandt Alley	Tribeca		1865		J. B. & W. W. Cornell Iron Works			J. W. Sothack	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
300	381 – 383 Broadway	381 – 383 Broadway	68 White St.	Tribeca		1852					Richard S. Clark	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
301	385 -387 Broadway	Grosvenor Building		Tribeca		1876	Charles Wright				Matilda Grosvenor & Charlotte G	Cast Iron Façade
302	393 Broadway	393 Broadway		Tribeca		1869	Nicholas Whyte			J. T. Smith	William Montross	Cast Iron Façade
303	400 Broadway	400 Broadway	70 Walker St.	Tribeca	1862	1865					Augustus Hemenway	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
304	408 – 410 Broadway	408 – 410 Broadway	28 Cortlandt Alley	Tribeca	1866	1868	Henry Engelbert		L. R. Case		E. S. Higgins & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
305	414 Broadway	414 Broadway		Tribeca	1867	1871	Joel Richardson				Undetermined	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
306	247 – 249 Church Street	247 – 249 Church St.	65 – 67 Leonard St.	Tribeca		1867					Jarvis Slade	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
307	251 Church Street	251 Church St.	69 Leonard St.	Tribeca		1857					Charles Dennison, Jr.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
308	253 – 255 Church Street	253 – 255 Church St.		Tribeca		1866					Samuel D. Babcock	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
309	257 Church Street	257 Church Street	97 Franklin St.	Tribeca		1867					Jarvis Slade, Gardner Colby, Gardn	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
310	273 Church Street	273 Church Street		Tribeca		1866					Mayer Rosenthal, Betsy Le	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
311	277 Church Street	277 Church Street		Tribeca		1869	D. & J. Jardine			Samule Cochran	Morris Poznanski	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
312	281 Church Street	281 Church Street	35 – 37 White St.	Tribeca		1867					Jarvis Slade	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
313	289 Church Street	289 Church St.		Tribeca		1868	Charles Duggin				Moses Ely	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
314	291 Church Street	291 Church Street		Tribeca		1877	J. B. Snook		J. B. & J. M. Cornell	John Demarest	Henry G. Muller	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
315	293 Church Street	293 Church Street		Tribeca		1868					Walter Jones	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
316	295 Church Street	295 Church Street		Tribeca		1868	Isaac F. Duckworth				William G. Hackstaff, Jr.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
317	297 Church Street	297 Church Street		Tribeca		1870	William T. Bure		G. R. Jackson Burnet & Co	George Derr	Claus Puckhafer	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
318	299 – 301 Church Street	299 – 301 Church Street	31 – 33 Waller St.	Tribeca		1868	J. B. Snook				Thomas Lewis	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
319	309 Church Street	309 Church Street	34 Walker St.	Tribeca		1868	E. J. M. Derrick		G. R. Jackson Burnet & Co.		John F. Delaplaine	Cast Iron Façade
320	311 Church Street	311 Church Street		Tribeca		1870	Louis Berger				Solomon Deutsch	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
321	315 – 317 Church Street	315 – 317 Church Street	38 Lispenard St.	Tribeca		1869	Isaac F. Duckworth				Daniel C. Kingsland	Cast Iron Façade
322	319 Church Street	319 Church Street	36 Lispenard St.	Tribeca		1876	William Widmayer			Michael McDermatt	E. Appleby, Aaron H. Ra	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
323	325 Church Street	325 Church Street		Tribeca		1871	E. Ketchum			James Hamel	William A. Barr	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
324	65 – 67 Worth Street	65 – 67 Worth Street	229 Church St.	Tribeca		1860					Samuel Wyman	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
325	69 Worth Street	69 Worth Street		Tribeca		1860					Samuel A. Warner	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
326	71 -73 Worth Street	71 -73 Worth Street		Tribeca		1860					Herman D. Aldrich	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
327	75 – 77 Worth Street	75 – 77 Worth Street		Tribeca		1860					Herman D. Aldrich	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
328	79 – 81 Worth Street	79 – 81 Worth Street		Tribeca		1860					Henry Young	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
329	83- 85 Worth Street	83- 85 Worth Street		Tribeca		1860					David W. Catlin, Henry S. Le	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
330	71 Leonard Street	71 Leonard Street		Tribeca		1866	Samuel A. Warner		Architectural Iron Works		Mayer L. Sternberger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
331	73 Leonard Street	73 Leonard Street		Tribeca		1866	Isaac F. Duckworth		Architectural Iron Works		James H. Smith	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
332	75 – 77 Leonard Street	75 – 77 Leonard Street		Tribeca		1866					Herman D. Aldrich	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
333	79 – 81 Leonard Street	79 – 81 Leonard Street		Tribeca		1861					Wm. C. Walker, Marion Penr	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
334	83 Leonard Street	83 Leonard Street		Tribeca	1860	1865			G. R. Jackson Burnet & Co.		Onesippe Pacalin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
335	85 Leonard Street	Kitchen, Montross & Wilcox Store		Tribeca		1861	James Bogardus		James Bogardus		Thomas Sword Estate	Cast Iron Façade
336	87 – 89 Leonard Street	87 – 89 Leonard Street		Tribeca	1860	1863					Jonathan H. Ransom	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
337	72 – 74 Leonard Street	72 – 74 Leonard Street		Tribeca		1865					Jarvis Slade	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
338	76 – 78 Leonard Street	76 – 78 Leonard Street		Tribeca		1865					Gardner Colby	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
339	80 – 82 Leonard Street	80 – 82 Leonard Street		Tribeca		1862	James H. Giles		Architectural Iron Works		Henry Young	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
340	70 – 72 Franklin Street	70 – 72 Franklin Street	2 – 4 Franklin Pl.	Tribeca		1861					Charles Contoit	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
341	76 Franklin Street	76 Franklin Street		Tribeca		1868	Samuel A. Warner				M. & J. Sternberger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
342	78 Franklin Street	78 Franklin Street		Tribeca		1868	Samuel A. Warner				Samuel A. Warner	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
343	80 Franklin Street	80 Franklin Street		Tribeca		1868	Samuel A. Warner				J. Smith Dodge	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
344	82 Franklin Street	82 Franklin Street		Tribeca		1871	Thomas R. Jackson				Jesse W. Powers	Cast Iron Façade
345	84 Franklin Street	84 Franklin Street		Tribeca		1869	D. & J. Jardine				Adolph Bernheimer	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
346	86 – 88 Franklin Street	86 – 88 Franklin Street		Tribeca		1883	J. Morgan Slade				Isaac W. How, William P. Dre	Cast Iron Façade
347	71 -73 Franklin Street	71 -73 Franklin Street		Tribeca		1861			J. B. & W. W. Cornell Iron Works		James Thompson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
348	77 Franklin Street	77 Franklin Street		Tribeca		1865					Roman Catholic Orphan Asy	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
349	81 – 83 Franklin Street	81 – 83 Franklin Street		Tribeca		1862					John Sniffen	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
350	87 Franklin Street	87 Franklin Street		Tribeca		1866					Jane Aycrigg	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
351	89 Franklin Street	89 Franklin Street		Tribeca		1865					Louisa M. Livinstong	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
352	91 Franklin Street	91 Franklin Street		Tribeca		1866					John Mack	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
353	93 – 95 Franklin Street	93 – 95 Franklin Street		Tribeca		1866					William Watson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
354	102 Franklin Street	102 Franklin Street		Tribeca		1868					Joseph Frailey Smith, Henry L	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
355	104 Franklin Street	104 Franklin Street		Tribeca		1868					Isaiah V. Williamson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
356	106 Franklin Street	106 Franklin Street		Tribeca		1888					Hugh Doherty	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
357	108 – 110 Franklin Street	108 – 110 Franklin Street		Tribeca		1861					Ann Richardson, William Bo	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
358	112 Franklin Street	112 Franklin Street		Tribeca		1867	Samuel A. Warner				Max Weil	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
359	114 Franklin Street	114 Franklin Street		Tribeca		1868	Benjamin W. Warner				Elliot Cowdin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
360	116 – 118 Franklin Street	116 – 118 Franklin Street		Tribeca		1872	Griffith Thomas			Moore & Bryant	Samuel D. Babcock	Cast Iron Façade
361	120 – 126 Franklin Street	120 – 126 Franklin Street	11 – 215 W. Broadway	Tribeca		1882	J. Morgan Slade				Theodore B. Rogers	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
362	105 Franklin Street	105 Franklin Street		Tribeca		1867	Alexander G. Cutler				Charles Denison	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
363	107 – 113 Franklin Street	107 – 113 Franklin Street		Tribeca		1868	Benjamin W. Warner			J. W. Mersereau	D. Appleton & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
364	80 – 82 White Street	80 – 82 White Street	5 Cortlandt Alley	Tribeca		1868	Henry Engelbert		Architectural Iron Works		Elias S. Higgins	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
365	77 White Street	77 White Street	3 Cortlandt Alley	Tribeca		1888	Auguste Namur			Robinson & Wallace	John M. Dodd	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
366	79 White Street	79 White Street		Tribeca		1862	Thomas & Son		Architectural Iron Works		Solomon Kohnstamm	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
367	83 – 85 White Street	83 – 85 White Street		Tribeca		1882	J. Morgan Slade		Cornell Iron Works	William G. Slade	William P. Dixon	Cast Iron Façade
368	36 White Street	36 White Street		Tribeca		1880	J. Morgan Slade		J. B. & J. M. Cornell		Seth M. Milliken	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
369	38 White Street	38 White Street		Tribeca		1880	John B. McIntyre			A. Brown	Thomas Thacher	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
370	40 White Street	40 White Street		Tribeca		1867					Benjamin Marks	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
371	44 White Street	44 White Street		Tribeca		1865					Aaron Jacobs, Eliza Jacob	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
372	46 – 48 – 50 White Street	Wood's Mercantile Buildings		Tribeca		1867			J. B. & W. W. Cornell Iron Works		Samuel Wood, Abraham Wood	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
373	52 White Street	52 White Street		Tribeca		1868	Henry Fernbach				Mayer & Simon Sternberg	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
374	54 – 56 White Street	54 – 56 White Street		Tribeca		1868	Benjamin W. Warner				Sarah Jane Zabriskie	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
375	58 White Street	58 White Street		Tribeca		1868			G. R. Jackson Burnet & Co.		Samuel Wood, Abraham Wood	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
376	60 White Street	Store & Lofts		Tribeca		1869	William G. Gardiner			Alex M. Ross	Jasper Grosvenor Estate	Cast Iron Façade
377	62 White Street	62 White Street		Tribeca		1869	William G. Gardiner			Alex M. Ross	D. C. William Estate	Cast Iron Façade
378	64 – 66 White Street	64 – 66 White Street		Tribeca		1869	William G. Gardiner			Alex M. Ross	Jasper Grosvenor Estate	Cast Iron Façade
379	41 White Street	41 White Street		Tribeca		1869					Samuel D. Babcock	Cast Iron Façade
380	43 – 45 White Street	43 – 45 White Street		Tribeca		1868					E. R. Mudge, Sawyer & Co	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
381	51 – 53 White Street	51 – 53 White Street		Tribeca		1858					D. & A. C. Kingsland	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
382	55 – 57 White Street	55 – 57 White Street	6 – 8 Franklin Pl.	Tribeca		1861	John Kellum & Son		Daniel D. Badger		John Elliot & Samuel H. Con	Cast Iron Façade
383	5 – 7 White Street	5 – 7 White Street	21 – 223 W. Broadway	Tribeca		1868	Isaac F. Duckworth			Walter Jones	William D. Mann	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
384	9 – 11 White Street	9 – 11 White Street		Tribeca		1862					Daniel C. Kingsland	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
385	13 – 19 White Street	13 – 19 White Street		Tribeca		1868					Henry Lewis, Joseph Frailey S	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
386	8 – 10 White Street	8 – 10 White Street		Tribeca		1870	Henry Fernbach			Marc Eidlitz	Eliakim L. Bolles	Cast Iron Façade
387	12 White Street	12 White Street		Tribeca		1884	Lewis H. Broome				Clarence C. Tucker, Truste	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
388	79 Walker Street	79 Walker Street	7 Cortlandt Alley	Tribeca		1869	Henry Fernbach				Mayer & Simon Sternberg	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
389	81 Walker Street	81 Walker Street		Tribeca		1869	Henry Fernbach				J. L. Seasongood	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
390	85 Walker Street	85 Walker Street		Tribeca		1869	Henry Fernbach		Jackson Burnet Co.		Charles Zinn & Co.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
391	87 Walker Street	87 Walker Street		Tribeca		1869	Edward Wall				Samuel D. Babcock	Cast Iron Façade
392	72 -76 Walker Street	Latimer Building		Tribeca		1862					Barret Ames, E. D. Hunte	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
393	38 Walker Street	38 Walker Street		Tribeca		1858			Daniel D. Badger		Thomas Lewis	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
394	40 Walker Street	40 Walker Street		Tribeca		1860					Joseph Bayley Estate	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
395	42 Walker Street	42 Walker Street		Tribeca		1855					Charles A. Baudouine	Cast Iron Façade
396	44 Walker Street	44 Walker Street		Tribeca		1855	T. Thomas & Son		Architectural Iron Works		George Johnson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
397	46 Walker Street	46 Walker Street		Tribeca		1858					John LeConte	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
398	48 – 50 Walker Street	48 – 50 Walker Street		Tribeca		1859	R. G. Hatfield		Architectural Iron Works		Josiah Lane	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Building's Name	Alternate address	Neighborhood	Date of commencement	Date of Completion	Architect	Engineer	Iron Works	Builder	Original Owner	Type of Building
399	52 – 54 Walker Street	52 – 54 Walker Street		Tribeca		1859				Charles Sandford	Charles Sandford	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
400	56 Walker Street	56 Walker Street		Tribeca		1867					Joseph Bayley Estate	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
401	58 Walker Street	58 Walker Street		Tribeca		1869	Benjamin W. Warner			Moore & Bryant	Dr. Thomas C. Chalmers	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
402	37 Walker Street	37 Walker Street		Tribeca		1868	David Patton				William E. Doubleday	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
403	39 – 41 Walker Street	39 – 41 Walker Street		Tribeca		1868					John R. Ford	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
404	43 – 45 Walker Street	43 – 45 Walker Street		Tribeca		1888	Charles C. Haight			Robinson & Wallace	Maria I. Schermerhorn	Cast Iron Façade
405	47 Walker Street	47 Walker Street		Tribeca		1869	G. & W. Youngs		G. R. Jackson Burnet & Co.		Eugene Pottier	Cast Iron Façade
406	49 Walker Street	49 Walker Street		Tribeca		1869	Isaac F. Duckworth			John E. Sidman	Richard H. L. Townsend	Cast Iron Façade
407	55 Walker Street	55 Walker Street		Tribeca		1868	J. B. Snook		G. R. Jackson Burnet & Co.		Mary Lemercier	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
408	57 Walker Street	57 Walker Street		Tribeca		1870	D. & J. Jardine				Gottlieb & Henry Rosenblat	Cast Iron Façade
409	59 Walker Street	59 Walker Street		Tribeca		1871	J. B. Snook		G. R. Jackson Burnet & Co.		John D. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
410	53 Lispenard Street	53 Lispenard Street		Tribeca		1868	William H. Hume		Nichol & Billerwell Iron Works		James Slavin	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
411	40 Lispenard Street	40 Lispenard Street		Tribeca		1868			G. R. Jackson Burnet & Co.		Daniel C. & Ambrose C. Kings	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
412	42 Lispenard Street	42 Lispenard Street		Tribeca		1868	William Naugle				David Straus	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
413	44 Lispenard Street	44 Lispenard Street		Tribeca		1867	Isaac F. Duckworth				Manuel Uhlfelder	Cast Iron Façade
414	46 – 48 Lispenard Street	46 – 48 Lispenard Street		Tribeca		1868	Isaac F. Duckworth		Architectural Iron Works		Pierre Keff Francis	Cast Iron Façade
415	50 Lispenard Street	50 Lispenard Street		Tribeca		1868			G. R. Jackson Burnet & Co.		Richard H. L. Townsend	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
416	52 Lispenard Street	52 Lispenard Street		Tribeca		1868	D. & J. Jardine				Joel E. Hyams	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
417	54 Lispenard Street	54 Lispenard Street		Tribeca		1868	Isaac F. Duckworth		Architectural Iron Works		Lewis Duhain, Jr.	Cast Iron Façade
418	56 Lispenard Street	56 Lispenard Street		Tribeca		1868	J. Van Riper		Tice & Jacob's		Judson & Leary	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
419	268 – 270 Canal Street	268 – 270 Canal Street	1 – 49 Courtlandt Alley	Tribeca		1887	Lansing W. Dimick		Atlantic Iron Works	Lewis H. Williams	Jeremiah W. Dimick	Cast Iron Façade
420	272 Canal Street	272 Canal Street	48 Cortlandt Alley	Tribeca		1885	J. B. Snook				Diedrick & William Heidger	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
421	274 Canal Street	274 Canal Street		Tribeca		1883	Alfred B. Ogden				Emma D. Van Vleck, Helen D. J.	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
422	300 Canal Street	300 Canal Street	63 Lispenard St.	Tribeca		1852	Trench & Snook				William White	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
423	302 Canal Street	302 Canal Street	61 Lispenard St.	Tribeca		1852	Trench & Snook				Nathan & Joshua Brown	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
424	304 – 306 Canal Street	304 – 306 Canal Street	57 – 59 Lispenard St.	Tribeca		1861	J. B. Snook				John D. Wolfe	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
425	308 Canal Street	308 Canal Street	55 Lispenard St.	Tribeca		1865					James & Thomas Goadby	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
426	310 Canal Street	310 Canal Street		Tribeca		1879	John J. Devoe, Jr.			John J. Devoe, Jr.	Jonathan Edwards	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
427	324 Canal Street	324 Canal Street	43 Lispenard St.	Tribeca		1864					George T. Jackson	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
428	326 Canal Street	326 Canal Street		Tribeca		1867	John M. Hoffman				Theodore Stevens	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
429	332 Canal Street	332 Canal Street	39 – 41 Lispenard St.	Tribeca		1883	Jobst Hoffman				John J. Clark	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor
430	334 Canal Street	334 Canal Street	37 Lispenard St.	Tribeca		1883	William E. Bloodgood				Michael Mitchell	Brick Bearing Wall and C.I. Front in 1st Floor

#DIV/0!

	Building Address	Original Use	Footprint Dimensions		Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
			Width (ft)	Length (ft)					
1	220-224 Front Street, New York, NY 10038					5		No	
2	27 Mercer Street, New York, NY					3		No	
3	272 Water Street, New York, NY 10038					5		No	
4	462 Broadway, New York, NY 10013					6		No	
5	752 Broadway, New York NY 10003					7		No	
6	145 Chambers Street, New York, NY 10007					5		No	
7	113 Spring Street, New York, NY 10012		37.5	100		5		No	
8	299 Pearl Street, New York, NY 10038 (Former Franklin Square)					6		Yes	
9	620 Broadway, New York, NY 10012					6	4	No	Built after the CP to host the "Great Fair and Exhibition of the American Union for Inventors, Manufacturers, Mechanics, Etc" in 1858-59. A fireproof building
10	105 Chambers Street, New York, NY 10007					5	6	No	Predecessor of the Little Cary Building
11									
12	75 Murray Street, New York, NY 10007					5	3	No	
13	287 Broadway, New York, NY 10007					6		No	Otis passenger elevator
14	535 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	4	No	In Badger's Catalog
15	508 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
16	502-504 Broadway, New York, NY 10012					5	6	No	
17	55 White Street, New York, NY 10103					5	6	No	
18	488 Broadway, New York, NY 10012	Store			79	5	9	No	14 Bays on Broome St.
19	15-17 Greene Street, New York, NY 10013					6		No	
20	901 Broadway, New York, NY 10003	Store (Mall)				5		No	Two Steam Elevators. Predecessor of the mall
21		Store						Yes	
22	425 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3		
23	427-429 Broadway, New York, NY 100013	Warehouse				5	6	No	
24	441 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3	1908 Alteration	Alteration – new front added, limestone in first floor, brick above, cast iron in between
25	447 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3	No	In Badger's Catalog. Cast Iron Facade in rear facade on Mercer St.
26	449 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3	No	In Badger's Catalog
27	459 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
28	444 Broadway, New York, NY 10013	Warehouse				5	3	No	Built as one building with #452
29	452 Broadway, New York, NY 10013	Warehouse				5	3	No	Built as one building with #444
30	446 – 448 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	6	No	Common facade with #450
31	450 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Common facade with #446-448
32	456 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	4	No	In Badger's Catalog
33	469 Broadway, New York, NY 10013	Store					9	Yes	
34	471 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	3	No	In Badger's Catalog
35	477 – 479 Broadway, New York, NY 10013	Store & Storehouse				5	6	No	Cast iron facade in rear facade on Mercer St.
36	481 Broadway, New York, NY 10013	Store				4	3	No	In Badger's Catalog
37	483 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
38	462 – 464 – 466 – 468 Broadway, New York, NY 10013	Store				6	12	No	Brooks Brothers stood on this site prior the erection of this building. 24 CI bays on Grand Street. Rear facade to Crosby St. also cast iron.
39	472 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	2	No	Now reduced to 1.5 stories due to 1934 alteration

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
40	476 Broadway, New York, NY 10013					5	9	Yes	Moorish Effects
41	478 – 482 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	9	No	Cast iron in rear facade on Crosby St.
42	484 Broadway, New York, NY 10013	Store				5	4	No	1911 Alteration – new facade
43	501 Broadway, New York, NY 10012							Yes	In Badger's Catalog
44	503 – 505 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	6	No	Common facade with #507- 509, 511
45	507 – 509 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	6	No	Common facade with #503- 505, 511
46	511 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Common facade with #503-505, 507-509
47	521 – 523 Broadway, New York, NY 10012	Hotel				5	3	No	Remaining portion of the old St. Nicholas Hoel (1,000 beds), from 507 – 527 lots. In Daniel Badger's catalog. 470 Cast-iron store front
48	494 Broadway, New York, NY 10012	Store				4	3	No	
49	498 – 500 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
50	502 – 504 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
51	506 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Now reduced to 3 floors
52	510 Broadway, New York, NY 10012	Workshop & Manufacturing				5	3	No	
53	537 – 539 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	8	No	Ground floor altered in 1883. Cast iron in rear facades
54	545 Broadway, New York, NY 10012	Store				6	3	No	Ground floor altered
55	550 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	5	No	Drawing of the original facade in Badger's catalog, late LXIV no. 26
56	552 Broadway, New York, NY 10012	Store & Lofts				6	3	No	Original iron store front was from Badger's
57	554 Broadway, New York, NY 10012	Store & Lofts				6	3	No	Original iron store front was from Badger's
58	556 Broadway, New York, NY 10012	Store				4	4	No	New 2 story storefront
59	569 – 575 Broadway, New York, NY 10012	Store				6	10	No	
60	577 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Original iron store front was from Badger's. Common facade with #579 & 581
61	579 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Original iron store front was from Badger's. Common facade with #577 & 581
62	581 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Original iron store front was from Badger's. Common facade with #579 & 577
63	591 Broadway, New York, NY 10012	Store				5	3	No	One story added. Original facade stone
	593 Broadway, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	3	No	Rear wall on Mercer St. with CI columns in first floor
64	600 – 602 Broadway, New York, NY 10012	Store				6	6	No	
65	433 Broome Street, New York, NY 10013	Dwelling				4	3	No	Original building from the 1827, facade altered on 1870's
66	435 Broome Street, New York, NY 10013					5	4	No	
67	438 Broome Street, New York, NY 10013	Store				4	4	No	
68	448 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				4	5	No	
69	453 – 455 Broome Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	
70	457 – 459 Broome Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	6	No	
71	461 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
72	463 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
73	465 – 467 Broome Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	6	No	
74	454 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
75	456 Broome Street, New York, NY 10013	Warehouse				5	3	No	
76	458 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	3	No	
77	460 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	3	No	
78	462 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
79	464 – 468 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	9	No	
80	469 – 475 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				6	6	No	Thomas finest design
81	477 – 479 Broome Street, New York, NY 10013	Store				6	8	No	
82	470 Broome Street, New York, NY 10013	Warehouse				5	6	No	
83	472 – 474 Broome Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				5	6	No	
84	476 – 478 Broome Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	
85	480 Broome Street, New York, NY 10013	Store				6	3	No	
86	482 Broome Street, New York, NY 10013	Store				6	3	No	
87	489 – 493 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	8	No	
88	498 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
89	500 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Brick facade on West Broadway
90	305 Canal Street, New York, NY 10013					5	3	No	
91	307 – 311 Canal Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	#307 built in 1862 (3 bays), #309 – 311 built in 1856 (6 bays)
92	329 – 331 Canal Street, New York, NY 10013	Store				6	4	No	
93	335 – 341 Canal Street, New York, NY 10013					5	6	Yes	http://digitalcollections.nypl.org/items/510d47dd-2d65-a3d9-e040-e00a18064a99
94	343 Canal Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
95	351 – 355 Canal Street, New York, NY 10013	Store				5	9	No	
96	357 Canal Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	
97	359 Canal Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	Common facade with #357
98	365 Canal Street, New York, NY 10013	Store & Tenement				5	6	No	5 windows in upper floors and six bays in ground floor
99	371 Canal Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
100	56 – 58 Crosby Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	512 – 514 Broadway, stone facade on Broadway
101	60 – 66 Crosby St, New York, NY 10013	Store & Storage				6	12	No	516 Broadway
102	66 Grand Street, New York, NY 10013	Business				5	3	No	
103	68 – 70 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	#29 Wooster
104	71 – 73 Grand Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				4	6	No	#28 – 30 Wooster St. The dates are for #71. #73 was built in 1888
105	83 – 87 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	9	No	
106	72 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Building cut to 1 story
107	74 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Identical facade to 31 Greene St.
108	78 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
109	80 – 88 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	8	No	#33-35 Green St. Check in field if facade is stone or iron. 8 bays on Greene St and 12 bays on Grand St.
110	89 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	#36 Greene St.
111	91 Grand Street, New York, NY 10013	Store				4	3	No	Joint facade with #93. Peculiar cast-iron facade
112	93 Grand Street, New York, NY 10013	Store				4	3	No	Joint facade with #91. Peculiar cast-iron facade
113	95 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	4	No	
114	97 – 105 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	11	No	#35 Mercer
115	90 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	9	No	
116	96 – 98 Grand Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	Joint facade with #100-102
117	100 – 102 Grand Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				6	6	No	Joint facade with #96-98
118	104 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
119	107 – 113 Grand Street, New York, NY 10013	Store				8	11	No	Two top floors added in 1906. The three bays section neares Mercer was added in 1899
120	129 – 131 Grand Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	
121	15 – 17 Greene Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	6	No	
122	19 – 21 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				6	6	No	
123	23 – 25 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	6	No	
124	27 Greene Street, New York, NY 10013	Store				4	3	No	
125	29 Greene Street, New York, NY 10013	Store				4	3	No	2 top floors removed
126	31 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	3	No	The February 24, 1877 issue of American Architec and Building News carried two plates showing the elevation and details for this cast-iron facade.
127	8 Greene Street, New York, NY 10013	Store				6	3	No	
128	10 – 12 – 14 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	8	No	
129	16 Greene Street, New York, NY 10013	Store				6	3	No	
130	18 Greene Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	3	No	
131	20 – 26 Greene Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	10	No	
132	28 – 30 Greene Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	6	No	
133	32 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	3	No	
134	34 Greene Street, New York, NY 10013	Store				5	4	No	
135	37 – 43 Greene Street, New York, NY 10013	Store				6	10	No	
136	45 Greene Street, New York, NY 10013	Store				6	3	No	Built in only three months. From the third floor up all elements are identicals (modular construction). Architect used stock pieces.
137	47 – 49 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				6	6	No	
138	51 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				6	4	No	
139	42 – 44 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	6	No	
140	46 – 50 Greene Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	6	No	Window surrounds of cast iron. It is listed in Badger's catalog
141	52 Greene Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	3	No	3 top floors removed
142	57 – 63 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	9	No	
143	65 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Identical facade to 67 Greene Street
144	67 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Identical facade to 65 Greene Street
145	69 – 71 Green Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	Identical facade to 73 Greene Street
146	73 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	Identical facade to 69 – 71 Greene Street
147	75 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Similar, but not identical, facade to 73 Greene St.
148	77 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
149	81 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
150	58 – 60 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				5	6	No	Retains original iron shutters
151	62 – 64 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
152	66 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Common facade with 68 Greene St.
153	68 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	4	No	Common facade with 66 Greene St. Retains original shutters
154	72 – 76 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse			95	5	10	No	Finest example of the French Second Empire Style. 3D Facade. Originally it may have had 7 stories
155	80 – 82 Greene Street, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	6	No	
156	84 – 86 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	6	No	
157	93 – 95 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	5	No	Joint facade with #97 & 99
158	97 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	4	No	Joint facade with #93-95 & #99

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
159	99 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	4	No	Joint facade with #93-95 & #97
160	103 – 105 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	This building originally formed a unit with #101
161	113 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Cast iron in floors above as columnettes
162	96 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
163	98 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Common facade with #100
164	100 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Common facade with #98
165	102 Greene Street, New York, NY 10002	Store				5	3	No	Originally 5 stories, now 3 stories
166	112 Greene Street, New York, NY 10002	Store & Lofts				6	5	No	Some of the same facade elements on #132 & #140
167	114 – 120 Greene Street, New York, NY 10002	Store				6	10	No	
168	122 Greene Street, New York, NY 10012	Store & Tenement				5	3	No	
169	119 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	5 Bays on Prince St., 10 bays on Greene
170	121 – 123 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	6	No	The most ornate building in the block
171	125 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Same dates and same architect as #121 – 123, although different facades. This facade is identical to #127
172	127 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Same facade as #125. Although different dates and architect. The architect could have been an architect from Fernbach studio
173	129 – 131 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	Only building from this prominent architect in the district
174	133 – 135 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Identical to #137. Completed at the same day as #137, and also as #121 – 123 & #125.
175	137 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Identical to #133 – 135
176	143 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
177	130 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	3	No	Slender columnettes. Demonstration of the possibilities of the cast iron.
178	132 – 134 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Common facade with # 136, and #138 – 140. Same facade elements as #112
179	136 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Common facade with # 132-134, and #138 – 140. Same facade elements as #112
180	138 – 140 Greene Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Common facade with # 132-134, and #136. Same facade elements as #112
181	142 – 144 Greene Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
182	146 Greene Street, New York, NY 10012	Store				4	4	No	
183	148 – 150 Greene Street, New York, NY 10012	Store				6	6	No	Cast iron store fronts in all floors
184	30 Howard Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Common facade with #32
185	32 Howard Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Common facade with #30
186	34 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				5	3	No	Cast iron store front in second floor. Odd at that time
187	48 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	This building is made of stone and inspired many of the later cast-iron buildings
188	50 – 52 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
189	54 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Warehouse				5	4	No	
190	47 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	
191	49 – 53 Howard Street, New York, NY 10013	Store				5	9	No	#49 built in 1862. 5 th floor in #51-53 added in 1862
192	5 – 7 Mercer Street, New York, NY 10013	Warehouse				5	6	No	Listed in Badger's catalog
193	9 – 13 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	Store for the India Rubber Co.
194	15 – 17 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				6	5	No	
195	19 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	Althaus owned an iron works on this site in 1852
196	21 – 23 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Factory				5	4	No	LPC report says ground floor replaced and it does not mention the cast iron columns
197	25 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Factory				5	4	No	LPC report says ground floor replaced and it does not mention the cast iron columns
198	29 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
199	31 – 33 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Workshop				5	7	No	Common facade with #35
200	35 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Workshop				5	4	No	Common facade with #31-33
201	14 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	Listed in Badger's catalog
202	16 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	
203	18 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				6	3	No	Originally 5 stories.
204	20 – 22 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
205	24 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	4	No	
206	26 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	
207	28 – 30 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	Original building 5 stories
208	43 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				4	4	No	
209	47 – 49 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	
210	53 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				3	3	No	
211	55 Mercer Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
212	50 – 52 Mercer Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				5	6	No	Rear facade of 447 Broadway.
213	69 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
214	73 – 77 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				6	6	No	
215	83 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Warehouse				5	3	No	
216	85 – 87 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				5	8	No	
217	107 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	3	No	
218	111 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	6	No	
219	113 – 115 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	6	No	
220	121 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
221	127 – 131 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				6	5	No	Top story added in 1881. Masonry facade with cast iron columnettes in front facade windows
222	153 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
223	155 – 157 Mercer Street, New York, NY 10012	Fireman's Hall				3	3	No	
224	159 – 161 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				4	7	No	
225	165 – 167 Mercer Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
226	160 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Workshop				5	4	No	
227	168 Mercer Street, New York, NY 10012	Factory & Workshop				5	3	No	
228	170 Mercer Street, New York, NY 10012	Store & Warehouse				5	3	No	
229	94 Prince Street, New York, NY 10012	Stores & Manufacturing				5	3	No	
230	96 – 98 Prince Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	Common facade with #100 Prince St.
231	100 Prince Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	6	No	Common facade with #96-98 Prince St.
232	102 – 104 Prince Street, New York, NY 10012	Store				6	6	No	
233	112 – 114 Prince Street, New York, NY 10012	Store				6	6	No	Late cast iron building
234	113 – 115 Prince Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Late cast iron building. Common facade with #117-121 Prince St.
235	117 – 119 Prince Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Late cast iron building. Common facade with #113-115 & #121 Prince St.
236	121 Prince Street, New York, NY 10012	Warehouse				6	5	No	Late cast iron building. Common facade with #113-119 Prince St.
237	83 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	4	No	Old building with an 1886 cast iron facade
238	99 Spring Street, New York, NY 10012	Hotel				6	3	No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
239	101 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
240	109 – 111 Spring Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	6	No	
241	113 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	Common facade with #115-117 Spring St.
242	115 – 117 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	5	No	Common facade with #113
243	119 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	
244	121 Spring Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	3	No	
245	127 Spring Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	3	No	
246	147 Spring Street, New York, NY 10012	Store				5	3	No	Built in only four months
247	151 Spring Street, New York, NY 10012	Store & Lofts				6	4	No	Common storefront with #153-155
248	153 – 155 Spring Street, New York, NY 10012	Store & Warehouse				6	6	No	Common storefront with #151
249	375 – 377 West Broadway, New York, NY 10013	Stores for tobacco				5	6	No	
250	379 – 381 West Broadway, New York, NY 10013	Manufacturer				5	6	No	
251	383 – 385 West Broadway, New York, NY 10013	Factory				5	8	No	Raised one story in 1905
252	391 – 393 West Broadway, NY 10013	Warehouse				6	6	No	
253	411 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Warehouse				6	3	No	
254	419 West Broadway, New York, NY 10012	Manufacturing and Workshop				6	4	No	Raised one story at some point after original building
255	427 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	4	No	Common facade with #429
256	429 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	4	No	Common facade with #427
257	431 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	3	No	
258	451 West Broadway, New York, NY 10012	Manufacturer & Workshop				5	3	No	6 th story added in 1906. Common facade w/ 453
259	457 – 461 West Broadway, New York, NY 10012	Store				6	9	No	
260	465 – 469 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Storage				6	9	No	
261	473 West Broadway, New York, NY 10012	Manufacture & Workshop				5	4	No	
262	12 Wooster Street, New York, NY 10013	Store				5	4	No	
263	22 Wooster Street, New York, NY 10013	Store & Storehouse				5	3	No	
264	24 – 26 Wooster Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
265	35 – 37 Wooster Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	
266	41 Wooster Street, New York, NY 10013					4	4		
267	43 – 45 Wooster Street, New York, NY 10013	Store				6	6	No	
268	61 – 63 Wooster Street, New York, NY 10012	Store				5	6	No	
269	65 – 67 Wooster Street, New York, NY 10012	Manufacture				5	6	No	
270	83 – 85 Wooster Street, New York, NY 10012	Manufacture				5	5	No	
271	62 Wooster Street, New York, NY 10012	Store				6	3	No	
272	70 – 72 Wooster Street, New York, NY 10012	Loft				6	3	Yes	Fire destroyed three top floors. Present facade made of brick and galv. Iron
273	74 Wooster Street, New York, NY 10012	Factory				5	4	No	
274	99 Wooster Street, New York, NY 10012	Firehouse				3	3	No	
275	100 Wooster Street, New York, NY 10012	Factory				5	4	No	
276	138 Wooster Street, New York, NY 10012					5	4	No	
277	142 – 144 Wooster Street, New York, NY 10012					5	6	No	
278	152 – 156 Wooster Street, New York, NY 10012	Manufacture				6	12	No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
279	424 – 426 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts				6	6	No	
280	419 – 421 Broome Street, New York, NY 10013	Store				5	6	No	
281	425 – 427 Broome Street, New York NY 10013	Store & Lofts				5	6	No	
282	134 – 140 Grand Street, New York, NY 10013	Warehouse				6	12	No	It replaced the Grand Street Presbyterian Church
283	27 Howard Street, New York, NY 10013	Loft				5	3	No	
284	29 Howard Street, New York, NY 10013	Store & Lofts				5	3	No	
285	28 Howard Street, New York, NY 10013	Store				5	3	No	
286	378 – 380 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Storehouse				5	6	No	
287	386 – 388 West Broadway, New York, NY 10012	Loft				5	8	No	
288	392 – 304 West Broadway, New York, NY 10012	Store & Lofts				5	6	No	
289	422 West Broadway, New York, NY 10002	Store				5	3	No	
290	391 Broadway, New York, NY 10013	Store & Lofts	25			5	3	No	In front of this building there are three building with candle sperm facades in stone
291	368 Broadway	Store & Lofts	25	150		5		No	
292	370 Broadway	Store & Lofts	25			5		No	
293	372 Broadway	Store & Lofts	25			5		No	
294	380 – 382 Broadway	Store & Lofts	31	175		5		No	
295	384 – 386 Broadway	Store & Lofts	41			6		No	
296	388 Broadway	Store & Lofts	28			5		No	
297	390 Broadway	Store & Lofts	28			5		No	
298	392 Broadway	Store & Lofts	28			5		No	
299	394 Broadway	Store & Lofts				5		No	Now 6 stories
300	381 – 383 Broadway	Store & Lofts	47	80		5		No	
301	385 -387 Broadway	Store & Lofts	61			5		No	
302	393 Broadway	Store & Lofts	25			5		No	
303	400 Broadway	Store & Lofts	30	100		4		No	
304	408 – 410 Broadway	Store & Lofts	54	80		5		No	
305	414 Broadway	Store & Lofts	27			6		No	Now 7 stories
306	247 – 249 Church Street	Store & Lofts	40	50		5		No	
307	251 Church Street	Store & Lofts	25			5		No	
308	253 – 255 Church Street	Store & Lofts	50	65		5		No	Now 6 stories
309	257 Church Street	Store & Lofts	25			5		No	
310	273 Church Street	Store & Lofts	25	75		4		No	
311	277 Church Street	Store & Lofts	25	75		4		No	
312	281 Church Street	Store & Lofts	25			5		No	Now 6 stories
313	289 Church Street	Store & Lofts	21			4		No	
314	291 Church Street	Store & Lofts	25			4		No	
315	293 Church Street	Store & Lofts	21			5		No	
316	295 Church Street	Store & Lofts	21			5		No	
317	297 Church Street	Store & Lofts	22			5		No	
318	299 – 301 Church Street	Store & Lofts	42.5			5		No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
319	309 Church Street	Store & Lofts	25			5		No	
320	311 Church Street	Store & Lofts	25.5			5		No	
321	315 – 317 Church Street	Store & Lofts	48			5		No	
322	319 Church Street	Store & Lofts	18.5			5		No	
323	325 Church Street	Store & Lofts	18			4		No	
324	65 – 67 Worth Street	Store & Lofts	50			5		No	
325	69 Worth Street	Store & Lofts	25			5		No	
326	71 -73 Worth Street	Store & Lofts	25			5		No	
327	75 – 77 Worth Street	Store & Lofts	25	95		5		No	
328	79 – 81 Worth Street	Store & Lofts	48	95		5		No	
329	83- 85 Worth Street	Store & Lofts	48	100		5		No	
330	71 Leonard Street	Store & Lofts	24	80		5		No	
331	73 Leonard Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
332	75 – 77 Leonard Street	Store & Lofts	51	100		5		No	
333	79 – 81 Leonard Street	Store & Lofts	54	100		5		No	
334	83 Leonard Street	Store & Lofts	25	125		5		No	
335	85 Leonard Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
336	87 – 89 Leonard Street	Store & Lofts	48	125		5		No	
337	72 – 74 Leonard Street	Store & Lofts	38	90		5		No	
338	76 – 78 Leonard Street	Store & Lofts	24	86		5		No	
339	80 – 82 Leonard Street	Store & Lofts	50	100		5		No	
340	70 – 72 Franklin Street	Store & Lofts	40	100		5		No	
341	76 Franklin Street	Store & Lofts	25	90		5		No	
342	78 Franklin Street	Store & Lofts	25	90		5		No	
343	80 Franklin Street	Store & Lofts	25	90		5		No	
344	82 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
345	84 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		4		No	
346	86 – 88 Franklin Street	Store & Lofts	50	85		6		No	
347	71 -73 Franklin Street	Store & Lofts	54	75		5		No	
348	77 Franklin Street	Store & Lofts	19	75		4		No	
349	81 – 83 Franklin Street	Store & Lofts	40	100		5		No	
350	87 Franklin Street	Store & Lofts	24	100		5		No	
351	89 Franklin Street	Store & Lofts	24	100		5		No	
352	91 Franklin Street	Store & Lofts	24	100		5		No	
353	93 – 95 Franklin Street	Store & Lofts	48	75		5		No	Now 3 stories
354	102 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
355	104 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
356	106 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
357	108 – 110 Franklin Street	Store & Lofts	50	90		5		No	
358	112 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
359	114 Franklin Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
360	116 – 118 Franklin Street	Store & Lofts	40	72		5		No	
361	120 – 126 Franklin Street	Store & Lofts	50			6		No	60 ft wide on Franklin St., 50 ft wide on West Broadway
362	105 Franklin Street	Store & Lofts	35	86		5		No	
363	107 – 113 Franklin Street	Store & Lofts	75	95		5		No	
364	80 – 82 White Street	Store & Lofts	50	100		6		No	
365	77 White Street	Store & Lofts	25	100		6		No	
366	79 White Street	Store & Lofts	25	100		5		No	
367	83 – 85 White Street	Store & Lofts	50	100		5		No	
368	36 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
369	38 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
370	40 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
371	44 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
372	46 – 48 – 50 White Street	Store & Lofts	75			5		No	
373	52 White Street	Store & Lofts	30			5		No	
374	54 – 56 White Street	Store & Lofts	46.5			5		No	
375	58 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
376	60 White Street	Store & Lofts	23			5		No	
377	62 White Street	Store & Lofts	23			5		No	
378	64 – 66 White Street	Store & Lofts	46			5		No	
379	41 White Street	Store & Lofts	25			5		No	
380	43 – 45 White Street	Store & Lofts	50	100		6		No	
381	51 – 53 White Street	Store & Lofts	39	100		5		No	
382	55 – 57 White Street	Store & Lofts	70	100		5		No	
383	5 – 7 White Street	Store & Lofts	34			5		No	50 ft wide on White St.
384	9 – 11 White Street	Store & Lofts	38	100		5		No	
385	13 – 19 White Street	Store & Lofts	85			6		No	
386	8 – 10 White Street	Store & Lofts	40			5		No	
387	12 White Street	Store & Lofts	24	82		6		No	
388	79 Walker Street	Store & Lofts	36			6		No	
389	81 Walker Street	Store & Lofts	36	100		6		No	
390	85 Walker Street	Store & Lofts	24	90		5		No	
391	87 Walker Street	Store & Lofts	29	80		6		No	
392	72 -76 Walker Street	Store & Lofts	75	81		5		No	
393	38 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
394	40 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
395	42 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
396	44 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
397	46 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
398	48 – 50 Walker Street	Store & Lofts	50			5		No	Now 6 stories

INVESTIGACION DE EDIFICIOS CON FACHADAS DE FUNDICION EN NUEVA YORK ENTRE 1850 Y 1890

Tesis doctoral: Gabriel Pardo Redondo

	Building Address	Original Use	Width (ft)	Length (ft)	Height (ft)	Number of Stories	Bays	Demolished	Notes
399	52 – 54 Walker Street	Store & Lofts	55			5		No	
400	56 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
401	58 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
402	37 Walker Street	Store & Lofts	90			6		No	
403	39 – 41 Walker Street	Store & Lofts	48			5		No	
404	43 – 45 Walker Street	Store & Lofts	51			6		No	
405	47 Walker Street	Store & Lofts	31			5		No	
406	49 Walker Street	Store & Lofts	23			5		No	
407	55 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
408	57 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
409	59 Walker Street	Store & Lofts	25			5		No	
410	53 Lispenard Street	Store & Lofts	25			4		No	
411	40 Lispenard Street	Store & Lofts	25			5		No	
412	42 Lispenard Street	Store & Lofts	29			5		No	
413	44 Lispenard Street	Store & Lofts	23			5		No	
414	46 – 48 Lispenard Street	Store & Lofts	47			5		No	
415	50 Lispenard Street	Store & Lofts	25			5		No	
416	52 Lispenard Street	Store & Lofts	25			5		No	Now 2 stories
417	54 Lispenard Street	Store & Lofts	25			5		No	
418	56 Lispenard Street	Store & Lofts	25			4		No	
419	268 – 270 Canal Street	Store & Lofts	53	102		5		No	Now 6 stories
420	272 Canal Street	Store & Lofts	25			4		No	
421	274 Canal Street	Store & Lofts	32			4		No	
422	300 Canal Street	Store & Lofts	25.5			5		No	
423	302 Canal Street	Store & Lofts	18.5			5		No	
424	304 – 306 Canal Street	Store & Lofts	37			5		No	
425	308 Canal Street	Store & Lofts	19			4		No	
426	310 Canal Street	Store & Lofts	20			4		No	
427	324 Canal Street	Store & Lofts	20			5		No	
428	326 Canal Street	Store & Lofts	26			5		No	Now 3 stories
429	332 Canal Street	Store & Lofts	25			6		No	
430	334 Canal Street	Store & Lofts	26			5		No	