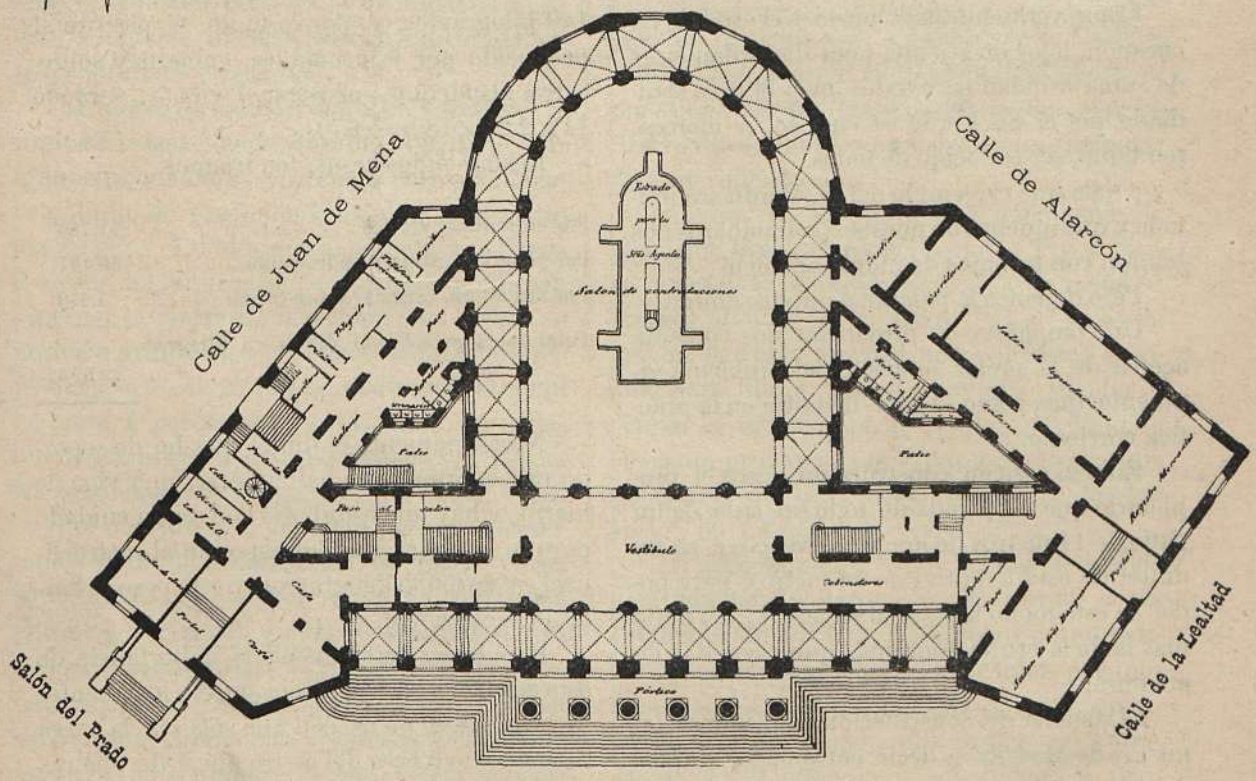
Resumen de Arquitectura

DÍA 31 DE MARZO de 1891

# NUEVA BOLSA DE MADRID

## PLANTA BAJA




Campo de la Lealtad

© Biblioteca Nacional de España

## Caso práctico de mecánica aplicada.

Nuestro querido compañero D. Enrique Verdú, tan práctico en las cuestiones científicas de la profesión, nos ha favorecido con el notable estudio que publicamos á continuación, y que nos remite en la siguiente carta:

«Sr. Director de la REVISTA DE LA SOCIEDAD CENTRAL DE ARQUITECTOS.

Apreciable amigo y compañero: Si el adjunto estudio cree Ud. que puede ser de alguna utilidad para el periódico, puede insertarle; si, por el contrario, opina que es una verdadera nota discordante sin valor alguno, entonces, sin contemplación alguna, arrójelo al cesto de los papeles inútiles. Sabe es suyo afectísimo q. b. s. m.

*Enrique Verdú.*

Madrid 11 de Marzo de 1891.»

* * *

Como verán nuestros lectores, el artículo en cuestión, lejos de ser una nota discordante, es de suma utilidad para todos, pues el caso estudiado por el Sr. Verdú es curioso, y merece, por tanto, ser conocido de todos.

¡Ojalá que el ejemplo del Sr. Verdú sea imitado y que muchos de nuestros compañeros nos honren con trabajos de índole análoga!

Pero dejemos la palabra á nuestro amigo.

Un compañero de provincias nos consulta acerca de la mejor solución del problema siguiente, que, como se verá, no entra en la práctica corriente.

En una casa en construcción desea el propietario que la fachada de todo un lado de un patio de 14 metros de longitud, se apoye en un dintel de esta longitud de 14 metros, para poder de este modo utilizar la superficie del patio mas la de la crujía contigua, que tiene 4,5 de anchura.

El sistema de construcción empleado es el mismo de Madrid; es decir, entramados de pies derechos, zapatas, carreras, etc.; la casa tiene planta baja, principal, segundo y tercero, con altura desde planta principal de 12 metros.

Con estos datos lo primero que hay que hacer es estudiar las cargas que tendrá que soportar el dintel, para lo cual, procederemos del modo siguiente:

| | |
|---|---|
| La madera de entramado vertical, pesa el metro cuadrado..... | 41 kilogs. |
| El tabicado de este entramado..... .. | 325 „ |
| Maestreado y enlucido.. ..... | 45 „ |
| Pesará el metro superficial .... | 411 kilogs. |

Los huecos practicados en la fachada del patio de que se trata, representan el $\frac{1}{4}$ de la superficie total; luego el peso de todo el entramado, descontando huecos, será de $\frac{3}{4}$ de $14 \times 12 \times 411 = 51.786$ kilógramos.

La carga producida por los pisos se obtendrá partiendo de que en la práctica se admite para carga y sobre carga del metro superficial de pisos, en habitaciones ordinarias, la de 375 kilógramos; con tres pisos y 4,5 de luz de crujía, la carga total será de $3 \times 2{,}25 \times 375 = 35.437$.

Finalmente; el peso del metro superficial de armadura y cubierta con teja ordinaria, es de 180 kilogramos; y, por lo tanto, el peso total producido por la armadura, cubierta y sobrecarga accidental por nieve ó viento, será de $14 \times 2{,}25 \times 180 = 5.670$.

Resumiendo cargas, tendríamos:

| | |
|---|---|
| Por entramado vertical. ..... .... . | 51.786 |
| Por pisos con carga y sobre-carga.... ... | 35.437 |
| Por armadura, carga y sobre-carga.. . ... | 5.670 |
| Total de carga sobre el dintel en kilogramos.. . ..... ..... ... .. | 92.893 |

Necesariamente el dintel que ha de soportar este enorme peso, habrá de ser una viga de hierro, y hay que estudiarla con algún cuidado porque la carga que corresponde al metro lineal es de 6.635 kilogramos, y este peso es bastante excepcional.

Para hacer mas sensible la importancia de este caso, nos bastará decir, que en los puentes de caminos de hierro con una sóla via, la carga permanente ó peso del metro lineal de puente, para una luz de 14 metros, es de 1.050 kilogramos próximamente, y la sobre-carga uniforme también, por metro lineal se estima con arreglo

© Biblioteca Nacional de España

á esta luz de 14 metros en 5.900 kilogramos que comprende al caso de trenes de mercancías de los mas pesados; se calcula, pues, un puente de 14 metros de luz con el dato de una carga por metro de 1.050+5.900=6.950 kilogramos, pero por metro de puente, y como estos se componen de dos vigas que sostienen un tablero, la carga para cada viga es sólo de la mitad, ó sea 3.475; de manera que la viga que necesitamos tiene que ser mucho mas robusta que la de un puente de camino de hierro.

Antes de proceder á determinar las dimensiones que debe tener, hemos de decir algo respecto al coeficiente de trabajo del metal que ha de formarla, porque si bien parece establecido en la práctica que para construcciones civiles, en donde las cargas son estáticas, puede adoptarse un coeficiente de trabajo mayor que cuando las cargas obran accidentalmente, y sobre todo, si estas cargas son pesos en movimiento; en este caso no se pasa de 6 kilogramos por $^{m}/_{m^2}$ y en construcciones civiles se llega á 8 y áun mas por $^{m}/_{m^2}$. Yo por mi parte opino que para el problema presente, y en muchos mas, debe adoptarse un coeficiente que diste bastante del límite de elasticidad.

El hierro forjado corriente del comercio, se rompe á la tracción de 35 á 38 kilogramos por milímetro cuadrado, y la carga correspondiente al límite de elasticidad es de 10 kilogramos por $^{m}/_{m^2}$; y es sabido que cuando la carga llega ó excede del límite elástico, las piezas empiezan á perder la fuerza de reacción, para tomar su posición primitiva; y si nos acercamos al límite, y ademas las cargas son permanentes, el metal empieza á perder sus propiedades elásticas, tendiendo á agrandarse las flechas y á perder las condiciones de resistencia que deben tener.

Por otra parte, la viga que nosotros necesitamos se ha de constituir, en su mayor parte, con palastro, y esto presenta en su resistencia cifras algo menores que las consignadas. Los palastros mas corrientes verifican su ruptura bajo cargas de 30 á 33 kilogramos por $^{m}/_{m^2}$ en sentido de la laminación, y desciende esta carga hasta 28, en sentido trasversal. Como ademas en la resolución de estos problemas de resistencia, para no hacerlos demasiado pesados, se prescinde en el cálculo de la debilidad que se produce en los hierros roblonados por los taladros necesarios para alojar los roblones, así como de otra causa de debilidad que resulta por la perforación de estos taladros con golpes de punzón (medio general por más económico) en vez de hacerlo con barrena, que es como no se maltrata el metal; de todo esto deduzco que la prudencia aconseja, al menos en este caso, que el metal trabaje entre los límites de 6 y 7 kilogramos por $^{m}/_{m}$ con lo que se estará á cubierto de cualquier defecto de los hierros ó de la confección de la viga.

Con todos estos antecedentes fijemos ya las condiciones que han de llenar las pilastras de granito que han de soportar los extremos de la viga, y que corresponderá á cada una la mitad de la carga total, ó sea $\frac{92.893}{2} = 46.446$. La carga de seguridad para el granito de buena calidad es de 62 kilogramos por centímetro cuadrado, y si las pilastras las construimos con dimensiones de 0,70X0,56, tendremos una superficie de 3.920 $^{c}/_{m^2}$ correspondiendo á cada centímetro $\frac{43.446}{3.820} = 11,84$, carga muy inferior á la resistencia; así que las dimensiones fijadas para las pilastras son sobradas, pero no debe disminuirse, porque la construcción nunca es tan esmerada como las operaciones que se practican para obtener los coeficientes que deducen los experimentadores.

Fijemos ya la altura que debe tener la viga, que la calcularemos de doble T y si bien en la práctica la mayor economía de metal se obtiene dando á la altura $\frac{1}{10}$ á $\frac{1}{12}$ de la luz, en este caso especial no hay libertad absoluta para fijarla, porque hay qne atender á ocupar el menor espacio posible por bajo de la planta principal; por lo tanto, no creo que podemos pasar de 1 metro para altura de viga en vez de 1,4 que le correspondería.

La calcularemos, pues, como sólido de igual resistencia apoyado en dos puntos de nivel, debiendo advertir, para lo que después diremos, que trasmitiéndose las cargas por pies derechos del entramado separados 1,4, en rigor la viga ha de soportar cargas concentradas de 9.289 kilogramos, separados 1,4, pero dada la igualdad y poca separación de estas cargas concentradas, si deducimos la carga uniformemente repartida equivalente á las car-

© Biblioteca Nacional de España

gas concentradas, desde luégo encontraríamos una cifra muy poco diferente de la que ya hemos obtenido 6.635 kilogramos

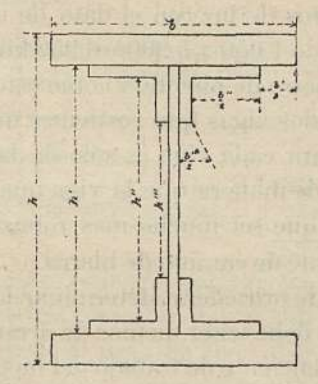
En el caso que nos ocupa no basta el conocimiento de este peso por metro lineal; es preciso tener en cuenta el peso del metro lineal de viga, que será de consideración, y para obtenerlo, observaremos que la resistencia de una viga de doble T depende principalmente de la altura de su sección trasversal, y de la sección de esta superficie; es decir, que para alturas y pesos iguales la manera de repartir el metal en la sección ejerce una influencia secundaria. De la experiencia se deduce que en vigas armadas de palastro, comprendidas sus alturas entre 0,35 y 2,54, el término $\frac{I}{v}$ que entra en el momento elástico tiene un valor $=0{,}376 \times s\,h$, siendo $s$ la superficie trasversal de la viga y $h$ la altura; por otra parte, de la igualdad del momento máximo de flexión al momento elástico, deducimos: $\frac{pl^2}{8} = R\frac{I}{v}$; $\frac{pl^2}{8R} = \frac{I}{v}$ y aplicando números en el primer miembro, dando á R el valor de 6.000.000, tendremos: $0{,}02709 = \frac{I}{v} = 0{,}376\,sh$ como $h=1$; $0{,}02709 = 0{,}376\,s$ y $s = 0^m{,}072048$, y el peso del metro lineal será $0{,}072048 \times 7.800 = 561{,}97$ kilogramos. Este será el peso del metro lineal en el centro de la viga, y sabido es que disminuye este peso hacia los extremos, pero nosotros tomaremos este peso como medio para añadirlo al procedente de las cargas de la construcción, y para nuestros cálculos partiremos de que el peso uniforme por metro lineal que ha de soportar la viga es de $6635 + 561{,}97 = 7197$.

Ahora, pues, el momento máximo de flexión en el centro de la viga, será $M = \frac{pl^2}{8} = \frac{7197 \times 196}{8} = 176326 = R\frac{I}{v}$.

La determinación aproximada de la sección trasversal de la viga, que es el valor de $s$ que hemos deducido, nos facilita el poder, con pocos tanteos, establecer el perfil de ellos de la manera siguiente:

Calcularemos $I$ momento de inercia que sabemos es de la forma

$$I = \frac{bh^3 + (b'h'^3 \times b''h''^3 + b'''h'''^3)}{12}$$



| | | |
|---|---|---|
| Aquí | h =1,10 | b =0,40 |
| Altura del alma | h′ =1,00 | b′ =0,11 |
| | h″=0,964 | b″=0,244 |
| | h‴=0,78 | b‴=0,036 |

Así que I=0,01559 y como $v = \frac{1}{2}h$ $\frac{I}{v} =$ 0,02832; luego de M=176.326=R $\frac{I}{v}$ podemos deducir R, ó sea el trabajo que corresponderá al metal con esta sección, y en el centro de la viga que es R=6,23 kilogramos por $^m/_{m2}$, así que la sección es aceptable. Como ésta es la sección del centro, las cinco planchas que forman las cabezas tienen, como sabemos, distintas longitudes que representan cuerdas de una parábola, perpendiculares á la vertical que pasa por el centro de la viga, que es el eje de la parábola; la determinación de estas longitudes de planchas, ordinariamente se hacen gráficamente, pero para ahorrarnos figuras emplearemos el método analítico, y para esto nos bastará aplicar la fórmula siguiente: en que $S$ representa la longitud de la cuerda de la parábola, á cuyos extremos el metal trabaja á los 6 kilogramos por $^m/_{m2}$ que nos hemos fijado; $^M{}_r$ el momento elástico correspondiente en cada punto de la viga con 1 plancha, con 2, con 3, con 4, y finalmente con 5, y $^M{}_m$ el momento máximo de flexión que ya conocemos; la forma general es como sigue:

$$S = l\sqrt{1 - \frac{Mr}{Mm}}$$

La primera plancha debe tener toda la lon-

© Biblioteca Nacional de España

gitud de la viga, 15,20, por descansar 60 centímetros de viga sobre los apoyos.

La segunda será $S=14\sqrt{1-\frac{77.658}{176.326}}=10,47$

La tercera » $S=14\sqrt{1-\frac{123.678}{176.326}}=7,64$

La cuarta » $S=14\sqrt{1-\frac{146.562}{176.326}}=5,77$

La quinta y últ.ª $S=14\sqrt{1-\frac{169.920}{176.326}}=2,67$

A estas longitudes de planchas hay que añadir de 15 á 20 centímetros á cada extremo para que los esfuerzos queden bien recubiertos de material.

Todos los momentos de flexión que ha de sufrir la viga quedan perfectamente contrarrestados con los elementos colocados. Veamos ahora si puede resistir á los esfuerzos cortantes.

La fórmula general que los expresa es, siguiendo la misma notación, y llamando *A* á estos esfuerzos $A=\frac{1}{2}pl-px$. por esta fórmula se ve que el valor máximo corresponde á plomo de las pilastras y que tendrá un valor de $\frac{7197\times14}{2}=50.397$; el alma de la viga presenta, para resistir este esfuerzo, una superficie de $1,00\times0,01=10.000$ $^{m}/_{m2}$ correspondiendo á cada milímetro 5,03 kilogramos; luego es aceptable.

La flecha que tomaría la viga constituída con los elementos que llevamos estudiados, sería $f=\frac{pl^4}{EI}\times\frac{5}{384}$ en que E representa el módulo de elasticidad é igual á $20\times10^2$; por lo tanto, $f=\frac{7197\times38416}{311.800.000}\times\frac{5}{384}=0,115$, es decir, 11 y $\frac{1}{2}$ milímetros bajo el supuesto de un trabajo de roblonaje muy bien hecho, así que por este resultado se ve la conveniencia de construir la viga en los talleres con una flecha invertida de 15 milímetros para que al sufrir las cargas en obra resulte horizontal.

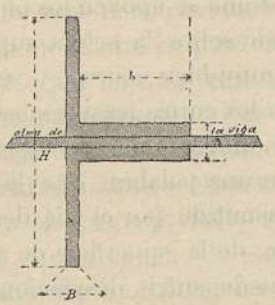
Ya tenemos, al parecer, la viga completa de todos sus elementos para desempeñar el importante papel que se le piensa encomendar; pero esto no es verdad, sería una verdadera imprudencia colocarla en obra en la forma calculada; en todo el curso del cálculo hemos supuesto que las cargas son verticales y situadas todas en el plano vertical de simetría, y esto, en la práctica, difícilmente se verifica por muchas precauciones que se tomen.

En el caso que estudiamos, cualquiera que sea el modo como se apoyen los pies derechos del entramado sobre la solera superior de la viga, puede muy bien ocurrir, y seguramente ocurrirá, que los cortes trasversales de los pies derechos no apoyen toda su superficie sobre lo solera; en una palabra, que la resultante del peso trasmitido por el pie derecho pase por el centro de la superficie de apoyo; esta resultante puede sufrir desviaciones, y para fijar las ideas supondremos el caso desfavorable de que la resultante pase por el centro de cualquiera de los tercios exteriores de la superficie trasversal de un pie derecho; en este caso, el punto de aplicación de esta resultante distaría del eje de la viga $0^{m},07$ si el pie derecho era de sesma $(0,210\times15)$ y como la carga sobre cada uno de ellos es de 9.289, se originaría un momento igual á $9.289\times0,07=650,23$ que tendería á doblar el alma por donde menos resistencia tiene. La influencia de este esfuerzo sobre el alma de la viga no se puede determinar con exactitud; pero si suponemos que los pies derechos contíguos al descentrado ocupan su posición central, hipótesis favorable para nuestro caso, la influencia del esfuerzo ya podremos suponer, con bastante aproximación, que sólo se estiende á 1,40, separación de dos pies derechos haciendo caso omiso del esfuerzo necesario para alavear la solera de la viga, tendríamos, que como $\frac{I}{V}=\frac{bh^2}{6}$ en que $b=1,4$ y $h=0,01$ el valor de $\frac{I}{V}$ sería $0,000023$; el momento exterior es 650,23 y el elástico $R\times0,000023$, dándonos para *R* un valor de 28,27 kilogramos por $^{m}/_{m}$, así que la viga se doblaría por el alma forzosamente, y como lo dicho de un pie derecho puede verificarse en varios, el alma de la viga ondularia con mas ó menos intensidad dependiente de los valores de cada uno de los momentos trasversales originados por la desigualdad de las cargas.

Estaremos perfectamente á cubierto de estos efectos si establecemos en la viga y á plomo de cada una de las cargas ó pies derechos,

© Biblioteca Nacional de España

unos montantes verticales con hierros de escuadra, en que la sección transversal sería de la forma presente, con escuadras de $\frac{100-100}{13}$



y peso de 19,40 el metro corriente, con estos montantes y las mismas hipótesis de la viga y cargas y momentos, tendríamos:

$$I=\frac{1}{12}(BH^3+bh^3 \text{ é } \frac{I}{V}=\frac{BH^3+bh^3}{6H}$$

como H=0,210, h=0,036; B=0,013, y b=0,087.

$\frac{I}{V}$=0,0001016 y de 650,23=R×0,0001016

obtenemos R=6,37 kilogramos por $^{m}/_{m2}$.

Vemos, pues, que con montantes formados con escuadras, y revueltas éstas por la parte interna de las T de la viga, se tendrá seguridan completa de estar á resguardo de todas las desviaciones de cargas que puedan verificarse.

El peso exacto, pues, de la viga que necesitamos, se compone de:

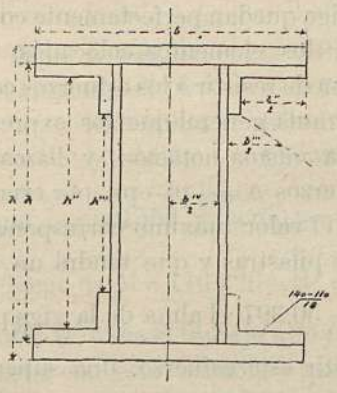
| | |
|---|---|
| El alma de (1,00×0,01×15,2)7.800=. | 1185,60 |
| Escuadras de $\frac{140-110}{18}$ de peso de 33,4 el metro pesará (15,2×4) ×33,40= . . . . . | 2030,72 |
| Planchas para cabezas (86,7×0,40×0,01) 7.800= . . . . | 2705,04 |
| 13 montantes ó 26 escuadras de $\frac{100-100}{13}$ peso del metro 19,40 y longitudes de 1,40 pesan (26×1,4) 19,40=. . . . . | 706,16 |
| | 6627,52 |
| El 5 por 100 para roblones. . . . . | 331,37 |
| Total del peso en kilogramos. . . | 6958,89 |

Hemos supuesto que la entrega de los extremos de la viga sobre las pilastras es de 60 centímetros.

El peso medio del metro lineal de viga es de 457,83 kilogramos.

Otra solución puede adoptarse para obtener el dintel que se desea, y consiste en variar el perfil trasversal de la viga haciéndola tubular. La altura no conviene disminuirla, porque entonces aumentará considerablemente el peso; dejaremos reducida la altura á 0,90$^{m}$, y el perfil indicado al márgen nos dará

$$I=\frac{bh^3-(b'+b^{IV})h'^3-b''h''^3-b'''h'''^3}{12}$$



| | |
|---|---|
| b =0,45 | h 1,00 |
| b′ =0,00 | h′ 0,90 |
| b″=0,244 | h″ 0,864 |
| b‴=0,036 | h‴ 0,68 |
| $b^{VI}$=0,15 | |

Con estos datos el valor de I es de 0,01435 é $\frac{I}{V}=\frac{0,01435}{0,50}$=0,0287.

El momento de flexión máximo en el centro de la viga es, como sabemos, M=176326= $R\frac{I}{V}$ =R×0,0287, de donde deducimos R= 6,14 por $^{m}/_{m2}$.

Luego el perfil adoptado satisface para los esfuerzos del centro de la viga.

*(Se terminará),*

© Biblioteca Nacional de España

## Concursos de arquitectura

Aprobada por la Junta general de la Sociedad Central de Arquitectos una proposición encaminada á procurar la reglamentación de los concursos para los edificios públicos, se nombró una comisión que estudiara asunto tan interesante á la profesión, y siendo uno de los primeros trabajos de aquella dirijirse á todos sus compañeros pidiéndoles sus ideas acerca del particular, es decir, estableciendo á su vez el *concurso* para obtener el mejor proyecto.

Creemos, pues, conveniente para ilustrar la opinión de todos, allegar á la obra común los materiales apropiados de que tengamos noticia, y, al efecto, vamos á extractar la instancia dirigida por varios arquitectos de la ciudad de Lyón á aquella municipalidad, pidiendo que se saque á concurso el proyecto de la casa de Correos y de los monumentos públicos que hayan de erigirse en dicha población.

Los solicitantes apoyan su petición en las consideraciones siguientes, que fielmento traducimos:

«Cuando se encarga el proyecto de un edificio á un sólo arquitecto, pueden resultar, cualesquiera que sean el mérito y la competencia del artista elegido, errores, vacíos é imperfecciones, que solamente por medio de un concurso pueden demostrarse, y, sobre todo, prevenirse.

»Es, pues, incontestable que, si la edificación de todos los monumentos se preparase por el concurso, los resultados obtenidos serían sensiblemente muy superiores á los producidos por una sóla inteligencia.

»Por otra parte, el Ayuntamiento de Lyón ha reconocido diferentes veces que el sistema de los concursos tiene gran valor, puesto que le ha aplicado principalmente á la erección de los monumentos decorativos edificados recientemente. Pero el arte de la arquitectura no reside especialmente en la composición de una fuente ó de un monumento honorífico; un buen plano, un plano de distribución bien estudiada que satisfaga perfectamente los servicios pedidos, con el complemento de una bella ordenación arquitectónica, esbelta, original y con carácter perfectamente apropiado al edificio proyectado, es también una manifestación del arte, cuya importancia no es menor.

»Y, puesto que el concurso se admite en el primer caso, no es menos indispensable admitirlo en el segundo, porque no solamente dá entera satisfacción á la cuestión artística de gran valor sin duda, sino que tambien es el único procedimiento compatible con los principios de una justicia liberal y de una imparcial equidad,

»Mucho se ha dicho contra los concursos y mucho puede decirse, en efecto, porque todas las cosas tienen sus lados buenos y malos; pero notablemente se disminuirían los inconvenientes atribuídos á tal sistema, con jurados competentes y buenos programas suficientemente amplios y precisos, como no siempre se dan. Sin embargo, las ventajas son tan incontestables, que compensan sobradamente á los inconvenientes.

»Ademas, hay que considerar que el concurso, aparte de ser un ejercicio útil para preparar á los reclutas del arte, interesa á las nuevas generaciones en el mismo, y es el único medio para que se den á conocer á tiempo nuevos talentos provechosos á la sociedad, y que, sin el concurso, permanecerían desconocidos, y, por consiguiente, inútiles.»

. . . . . .

Así se expresan los ochenta y cuatro Arquitectos que firman su exposición, y sus razones son dignas de tenerse en cuenta por mas que algunos de ellos sean discutibles. Pero como en nuestra Sociedad la cuestión se halla *sub judice*, nos abstenemos de formular opinión alguna propia.

R.

## Noticias Generales

El teatro real de la Opera acabado de construir en el encuentro de la avenida Suasfterbury, con Chaving-Cross-road, frente al circo de Cambrige, es uno de los mas notables de

© Biblioteca Nacional de España

Europa, y desde luego el mejor de Londres. La circunstancia de ser un edificio aislado, cosa que no tiene ninguno otro del mismo punto, y las precauciones que en su construcción y elección de materiales se han tenido, alejan el peligro de un incendio hasta el punto de no haberse creído necesario asegurarlo. La madera, que entró en él en muy reducida cantidad, ha sido previamente sometida á una preparación incombustible. El hierro, acero y ladrillo, son sus principales elementos, habiendo entrado aquel material en la enorme cantidad de 450 toneladas. Todo el arnado, pisos, tabiquería, etc., desde la sala á los cuartos de los actores, es de hierro y acero. Su decorado exterior se ha formado con el ladrillo de clase inmejorable y barros cocidos de la casa Doultón. La decoración interior es en su totalidad de mármoles de Italia y Argelia y de Portland.

Ademas de estos medios preventivos que están en la naturaleza misma de la construcción, se halla provisto el edificio, en los sitios de mayor peligro, de gran número de bocas en forma de regadera, en comunicación con grandes depósitos de agua colocados en las cubiertas, y que pueden abrirse con solo tocar un resorte, inundando en pocos momentos la parte incendiada.

Las condiciones de óptica y acústica, las de higiene é iluminación, han sido realizadas de una manera notabilísima. En particular, la instalación eléctrica es de las mejores de Londres, pudiendo alumbrar hasta 3.000 lámparas.

Los trabajos han sido proyectados y dirigidos por Mr. G. H. Hollocoay, autor de otros notables edificios, entre ellos el *Hotel Metropole.*

La sala de conciertos de Langhau-place, cuyas obras están á punto de empezar, según ya hemos dicho, y de cuyo proyecto es autor el arquitecto Mr. T. E. Ruightley, viene á satisfacer una verdadera necesidad, pues si bien en la actualidad existe con el mismo destino *Saint James 'shall*, y este edificio acústicamente no puede ser mejor; lo mal dispuesto de sus accesos y lo reducido de la orquesta le impiden ser suficiente en una ciudad como Londres.

La falta de espacio nos priva de hacer la descripción del proyecto, que ha sido estudiado á conciencia, aplicando todos los adelantos científicos y decorándolo con gran riqueza y gusto.

Respecto del concurso de cuartel municipal, nos dicen que todos los proyectos, salvo una ó dos excepciones, son notables, habiendo sido estudiados como no era costumbre hacerlo en edificios de ese destino, habiendo dedicado un cuidado preferente á la disposición general, á fin de obtener la mas higiénica, y dotando todos los trabajos de los adelantos realizados en ese importantísimo ramo.

La falta de espacio y la imposibilidad de dar idea gráficamente de estos proyectos, nos impide entrar en detalles que resultarían obscuros y deficientes sin láminas á la vista.

## Correspondencia.

D. A. A. Y.— León. — Cobrada la suscripción en donde indicaba.

D. P. V.—Salamanca.—Cobrada libranza.

D. V. F.—Valencia.—Cobrada libranza.

D. N. G. R.—Oviedo.—Cobrada libranza.

D. J. A.—Tortosa.—No se ha recibido el importe de la suscripción.

D. J. N. A.—Málaga.—Recibido el importe de la suscripción.

D. M. P. P.—Alcalá.—Cobrada libranza.

D. E. F.—Santoña.—No se ha recibido el importe de la suscripción.

D. S. M. R.—Búrgos.—Recibido de D. E. M. R. el importe de la suscripción.

D. G. R. V.—Castellón.—Cobrada libranza.

D. M. A.—Gerona.—Recibido el importe de la suscripción.

D. T. B.—Badajoz.—Cobrada libranza.

Los señores suscriptores que estén en descubierto con esta Administración, se servirán mandar el importe de su abono en todo el mes de Abril próximo para evitar el giro á su cargo, que resulta más molesto y costoso.

© Biblioteca Nacional de España