

El puente sobre el río Guadiana, en Villanueva de la Serena ¹

II

ESTUDIO DEL DESAGÜE

En el anterior artículo, que dedicamos a la descripción del puente sobre el río Guadiana, en Villanueva de la Serena ¹, decíamos que un aspecto importante al proyectar los puentes, y que en éste había adquirido primordial atención, era el estudio del desagüe y características hidrológicas de la corriente que se trata de salvar.

Juzgando que pueda ser de interés y que facilite la tarea en casos análogos, exponemos a continuación, según prometimos en el mencionado artículo, un resumen de las cuestiones más esenciales del estudio que respecto al desagüe hicimos con ocasión del proyecto citado.

Dos aspectos generales presenta la investigación: el primero, que pudiéramos llamar teórico, se refiere al empleo de fórmulas empíricas, cuyos resultados están más o menos de acuerdo con la realidad, según se aproximen o se alejen las condiciones del problema concreto a las que sirvieron para establecer dichas fórmulas; y el segundo, o práctico, comprende el referente al estudio del régimen del río según datos de aforos, a la comparación de las diversas soluciones aportadas por los distintos proyectos y a la observación de las obras construídas o en construcción en el mismo cauce.

A.—Empleo de fórmulas empíricas

La aplicación de las fórmulas de Sejourné, Lanusse, etc., conducen en los ríos de importancia a valores inciertos, ya que se han deducido experimental y comparativamente en corrientes de poca cuantía, y, en consecuencia, únicamente para las de esta última clase son utilizables.

Así resultó, en efecto, al aplicarlas al río Guadiana, lo que hicimos, no obstante, para resaltar este hecho y que sirviesen de comparación con otras fórmulas más precisas y adecuadas a este caso.

Estas fórmulas se refieren: unas, al desagüe lineal en función de la longitud de la corriente, de la superficie de cuenca, de ésta y de la pendiente; y otras dan el caudal máximo, bien por el estudio de la lluvia máxima, o bien por la superficie de cuenca. Examinemos las principales de cada caso.

a) *Desagüe lineal, en función, de la longitud de la corriente.*—Citan Sejourné (*Grandes voûtes*, t. VI, página 8) y Auric (*Ponts en Maçonnerie*) que la Compañía de ferrocarriles P. L. M. suele fijar, para el desagüe lineal de un puente, como primera aproximación, en función de la longitud de la corriente, el de un metro por kilómetro de desarrollo del río principal.

El río Guadiana presenta de recorrido hasta el

puente de Villanueva 323,219 km. De modo que el desagüe lineal, según este dato, debería ser de 323,219 m (el que tiene la obra que hemos construído es así aproximadamente, ya que vale 300 m).

Haremos notar aquí que, como primera aproximación, esta sencilla fórmula se halla de acuerdo con la mayoría de los puentes, aun de los construídos de antiguo y cuya misma antigüedad es una garantía de la eficacia de su desagüe. Así en el mismo Guadiana, si bien al puente de Palmas, en Badajoz, correspondería, según esto, 461,875 m, pues tal es, en km, la longitud del río hasta el mismo, y sólo tiene 305 m lineales de desagüe; en las grandes crecidas ha resultado insuficiente. Pero en cambio, el de Medellín, con 341,544 km tiene 331,47 m lineales de desagüe, después de la ampliación de éste, con lo que se aproxima a dicha regla.

b) *Desagüe lineal, en función, de la superficie de cuenca.*—En función de la superficie de cuenca receptora, lo fija el autor citado primeramente, para regiones de análogas circunstancias que la estudia-da, en

$$2a = 0,17 \sqrt{S}$$

siendo $2a$ el desagüe lineal buscado y S la superficie receptora, en hectáreas. En este caso, como la superficie de la cuenca, como se ve en la figura 1, es de 34 400 km², se tendrá:

$$2a = 0,17 \sqrt{3440000} = 315,3024 \text{ metros}$$

bien semejante a la obtenida anteriormente por la regla de la longitud de la corriente.

Otras fórmulas análogas, que con tal motivo estudiamos, como la de Durand-Claye

$$A = m + n \sqrt{S}$$

la de Bouffet

$$A = a + bS + cS^2$$

y otras varias, dan con los valores que para los coeficientes que en ellas figuran, citan sus autores, resultados semejantes para A , desagüe lineal.

c) *Desagüe lineal, en función, de la superficie de cuenca y de la pendiente.*—Nos lo determina la fórmula que Lanusse ha establecido después de estudios experimentales realizados en diversos ríos del Tarn-et-Garonne:

$$2a = \alpha \sqrt{S(3i + i_m)}$$

En esta fórmula, $2a$ es el desagüe lineal de la obra proyectada; S , la superficie de la cuenca receptora, en kilómetros cuadrados; i , la pendiente media en las proximidades de la obra, en metros por kilómetro; i_m , la pendiente media de la corriente, también en metros por kilómetro, y α un coeficiente que Sejourné (loc. cit.) fija para España en 0,22 y que es un valor intermedio entre el correspondiente

¹ Véase el número de esta Revista de 1.º de abril de 1933.

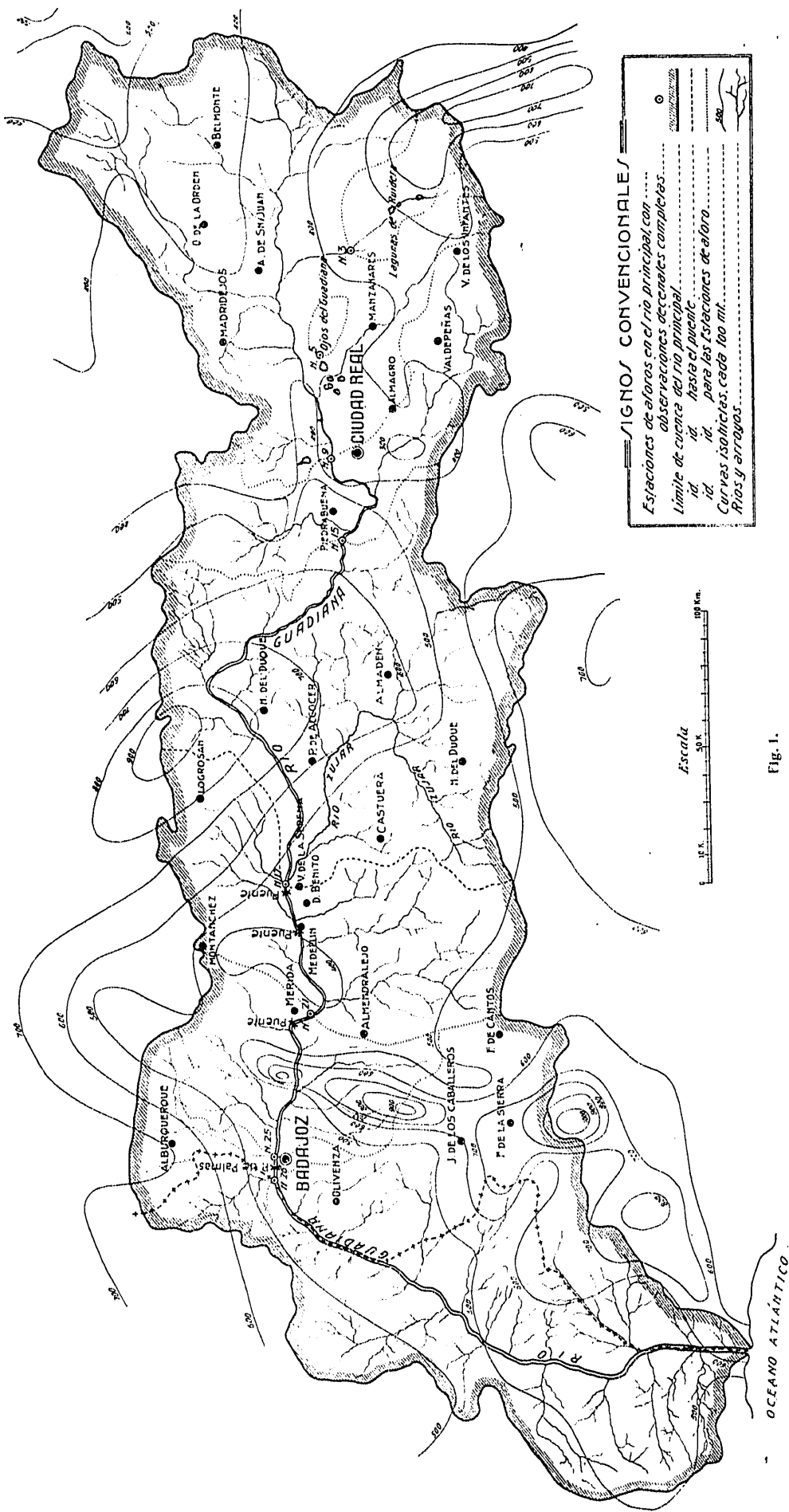


Fig. 1.

a terrenos cultivados, arcillosos o poco permeables y el de terrenos impermeables y sin vegetación.

Pero esta fórmula, que es muy conveniente para cuencas pequeñas y de fuerte pendiente, en cuyas condiciones ha sido deducida, y así la hemos aplicado para el cálculo de los desagües de obras en estas condiciones, como los puentes de la garganta del Jaranda, en Jaramilla (Cáceres); río Sella, en Caño; río Ponga, en Sebarga (Asturias), y otros, conduce, en cambio, a resultados evidentemente absurdos por defecto en corrientes de poca pendiente y extensa cuenca, como en este caso.

d) *Determinación del caudal máximo por el estudio de la lluvia máxima.*—Supuesto el caso de una lluvia excepcional, produciendo por hora una capa de 0,05 m, que es el máximo prácticamente admisible para una superficie de la importancia de la que aquí se estudia, puede también suponerse en esta tesitura, como volumen de agua corriente por hectárea y segundo, prescindiendo de absorción y evaporación, de 0,01 m³, y para tener en cuenta la absorción y evaporación utilizaremos el coeficiente de aprovechamiento que más adelante deduciremos, y que, según allí se verá, vale 0,07. Resultará así un caudal máximo de

$$\frac{0,01 \times 0,07 \times 34\ 400}{0,01} = 2\ 408\ \text{m}^3/\text{s}$$

e) *Determinación del caudal máximo por la superficie de cuenca.*—Las fórmulas empíricas de Kuichling, obtenidas con datos de numerosos ríos de Europa y América, completados con los aportados por Alvord y Burdick (*Relief from Bloods*, New-York - London, 1918, páginas 85 y 86), por estar deducidas para superficies de cuenca inferiores a 14 000 kilómetros cuadrados, conducen, dentro de estos límites, a resultados aceptables; pero no deben aplicarse a cuencas de mayor extensión,

pues conducen, si éstas son de gran superficie, a resultados tanto más absurdos cuanto más excedan de aquel valor. Así, en este caso, con 34 400 km², superficie que excede mucho al citado límite superior, se obtienen resultados que prueban la inadaptabilidad de estas fórmulas, como vamos a ver.

Estas fórmulas son:

$$\text{Máximas avenidas probables} \dots q = \frac{1\,187}{S + 435} + 0,21$$

$$\text{Avenidas excepcionales} \dots Q = \frac{3\,427}{S + 947} + 0,08$$

En ambas fórmulas, S es la superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados, y q o Q el caudal máximo en metros cúbicos por segundo y por kilómetro cuadrado.

En nuestro caso se tendría:

$$q = \frac{1\,187}{34\,400 + 435} + 0,21 = 0,24 \text{ m}^3/\text{s y km}^2$$

$$\text{Total} = 0,24 \times 34\,400 = 8\,256 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \frac{3\,427}{34\,400 + 947} + 0,08 = 0,177 \text{ m}^3/\text{s y km}^2$$

$$\text{Total} = 0,177 \times 34\,400 = 6\,089 \text{ m}^3/\text{s}$$

es decir, resulta el absurdo de ser las avenidas probables mayores que las excepcionales, y es que sólo son aplicables, como antes dijimos, para valores de S inferiores a 14 000 km²; si S es mayor, disminuye el primer sumando y la influencia del segundo, constante, inutiliza los resultados. Por ello éstas no se tuvieron en cuenta en el cálculo del desagüe que se estudiaba.

Resumen de la aplicación de las fórmulas empíricas.—En definitiva, y como primera aproximación, pueden utilizarse en este caso los resultados obtenidos en los apartados a), b) y d); es decir, el desagüe en función de la longitud de la corriente, la fórmula de Sejourné en función de la superficie de cuenca y la determinación del caudal máximo por el estudio de la lluvia máxima, no siendo aplicables más que a cuencas de otras características, y especialmente de menor extensión, las c) y e); es decir, las fórmulas que dan el desagüe lineal en función de la superficie de cuenca y de la pendiente, del tipo de la fórmula de Lanusse y las del caudal en función de la superficie de cuenca, como las fórmulas empíricas de Kuichling.

Expuestos algunos de los métodos empíricos que utilizamos en el cálculo, pasamos a la determinación del desagüe por los métodos generalmente empleados para grandes cauces, métodos que en realidad ya no son empíricos, pues requieren el conocimiento de numerosos datos directos, si han de utilizarse con garantías de acierto.

B.—Empleo directo de datos de la zona estudiada

Pueden emplearse principalmente, según los datos de que se disponga, los siguientes métodos directos o prácticos:

1.º *Comparación con otras obras.*—Consiste este método en el estudio comparativo de las obras construidas en la misma corriente, teniendo en cuenta su antigüedad y la eficacia del desagüe que aquéllas presentan.

Refiriéndonos al caso particular del puente en Villanueva de la Serena, no hay aguas arriba, en 153 kilómetros de extensión, es decir, hasta el límite de la provincia, ningún puente sobre el río Guadiana. La comparación con los de aguas abajo puede hacerse primeramente con el puente de Palmas, en la capital, situado en el kilómetro 461,875 del curso del río, según se observa en la figura 1.

a) *Comparación con el puente de Palmas:* Tiene este antiguo puente 28 arcos, cuyas luces suman 305 metros lineales, y 2 500 metros cuadrados de desagüe superficial. Estando el de Villanueva en el kilómetro 323,219 del río, recoge aquél una longitud del río de 138,658 km más; la cuenca receptora es, hasta Villanueva de la Serena, de 34 400 km², y de 46 400 hasta el puente de Palmas, recogiendo, además, los siguientes ríos importantes: el Rucacas, con 99,46 km de recorrido; el Ortiga, con 64,500; el Guadamez, con 84; Búrdalo, con 62,800, y Matachel, con 126,580; Aljucén, con 48,239; Láncara, con 51,992; Guadájira, con 82,523; Antrín, con 49,176; Albüera de Nogales, con 69,140; el Alcazaba, con 54,448; el Guerrero, con 34,625; el Gévorra, con 51,192 km de recorrido, y otros, según se observa en la figura 1.

No obstante ser bastante mayor la cuenca receptora y de importancia los afluentes en la zona hasta el puente de Palmas, respecto al de Villanueva, pudiera suceder, y por ello tiene que ser objeto de estudio en éste y en todos los casos análogos de aplicación de este método, para los ríos como el que nos ocupa, en los que las corrientes subálveas tienen a veces tanta o más importancia que la superficial (caso muy corriente en los ríos españoles, y especialmente en las corrientes de las cuencas del Guadiana, Guadalquivir, Júcar y Sur de España), que por ello fuese la corriente superficial, no obstante lo dicho, mayor en Villanueva que en Badajoz. Tal sucedería si hasta Villanueva, por ejemplo, por impermeabilidad del suelo o cualquier otra causa, la mayor parte de la corriente fuese superficial y pasase a ser subálvea la importante en el puente de Palmas.

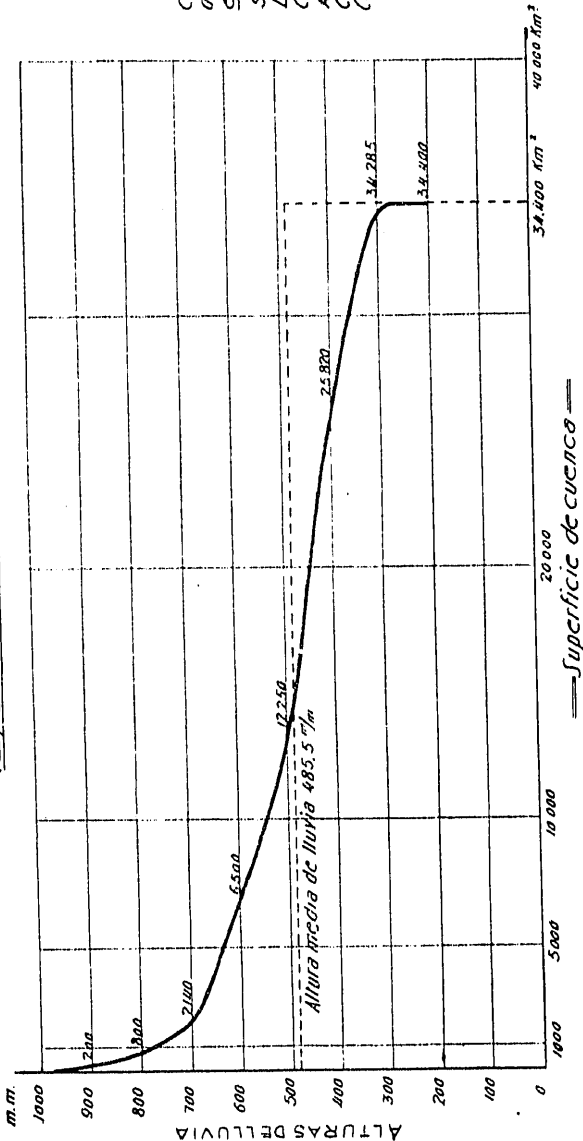
El estudio del coeficiente de aprovechamiento en los dos puentes es lo que permite en estos casos afirmar o negar la licitud de la comparación. Así, en este caso, los coeficientes en ambos sitios nos demuestran que el régimen es análogo, y el examen de los aforos en los dos puentes nos lo confirma.

En efecto: en la figura 2 se indican los coeficientes de aprovechamiento para un conjunto de diez años de observación (1915-25) en Villanueva y puente de Palmas.

Para ello, halladas las áreas entre las curvas isohietas que, con arreglo a las observaciones pluviométricas de 1915 a 1925, se insertan en la figura 1, y dibujada la ley de variación correspondiente, se ha deducido la lluvia media caída en un año, que es de $167 \times 10^8 \text{ m}^3$ en la cuenca receptora hasta Villanueva, y de $231 \times 10^8 \text{ m}^3$ hasta el puente de Palmas, así como la altura media de lluvia, que es de 485,5 mm hasta Villanueva y 497,8 mm hasta puente de Palmas, lo que prueba la uniformidad del régimen pluviométrico en ambas zonas. Siendo el caudal medio anual en Villanueva, según se deduce del régimen medio que en el cuadro adjunto se inserta, de 37,536 m³/s, o sea un total anual de 1 708 746,625 metros cúbicos, resulta un coeficiente de aprovecha-

Coefficientes de aprovechamiento en la cuenca del Guadiana

(a) En Villanueva de la Serena

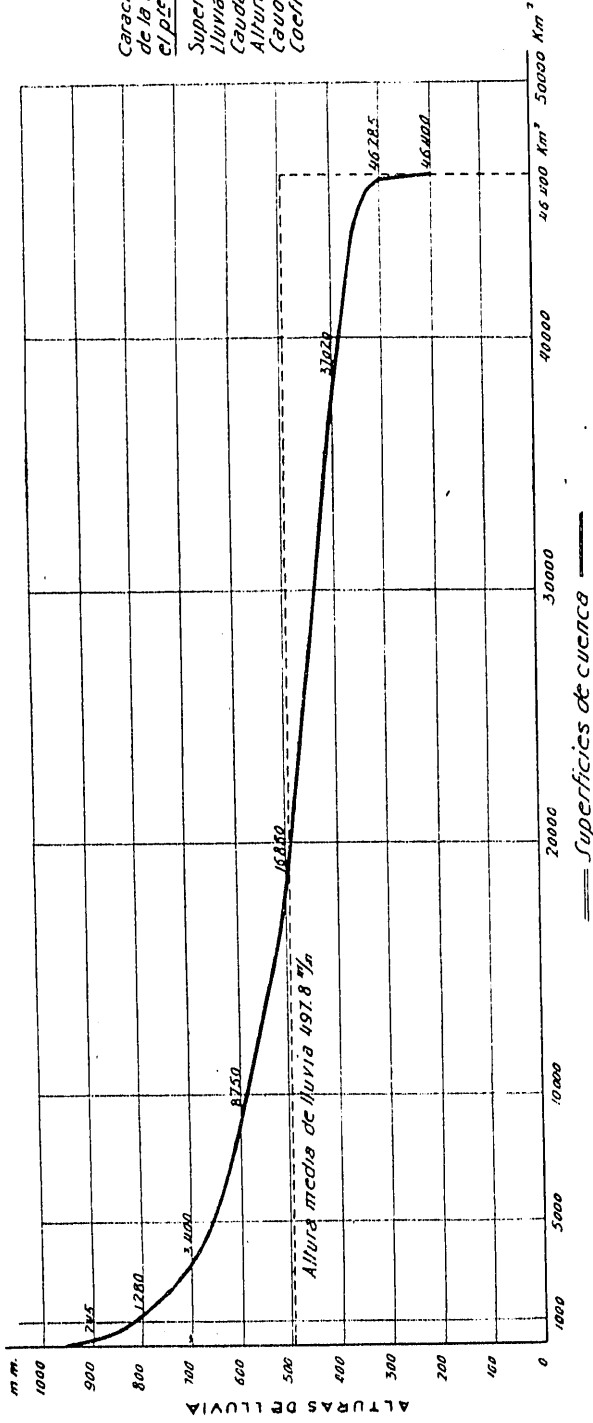


Características hidrologicas de la cuenca del Guadiana en V^{ta} de la Serena:

- Superficie de cuenca = 34 400 Km²
- Lluvia caída en 1 año = 16 700 000 000 m³
- Caudal anual = 37 536 x 31 536 000 = 1 171 152 432 m³
- Altura media de lluvia = 485.5 mm
- Caudal medio = 37 137 3/4
- Coefficiente de aprovechamiento = 0.074

Fig. 2.

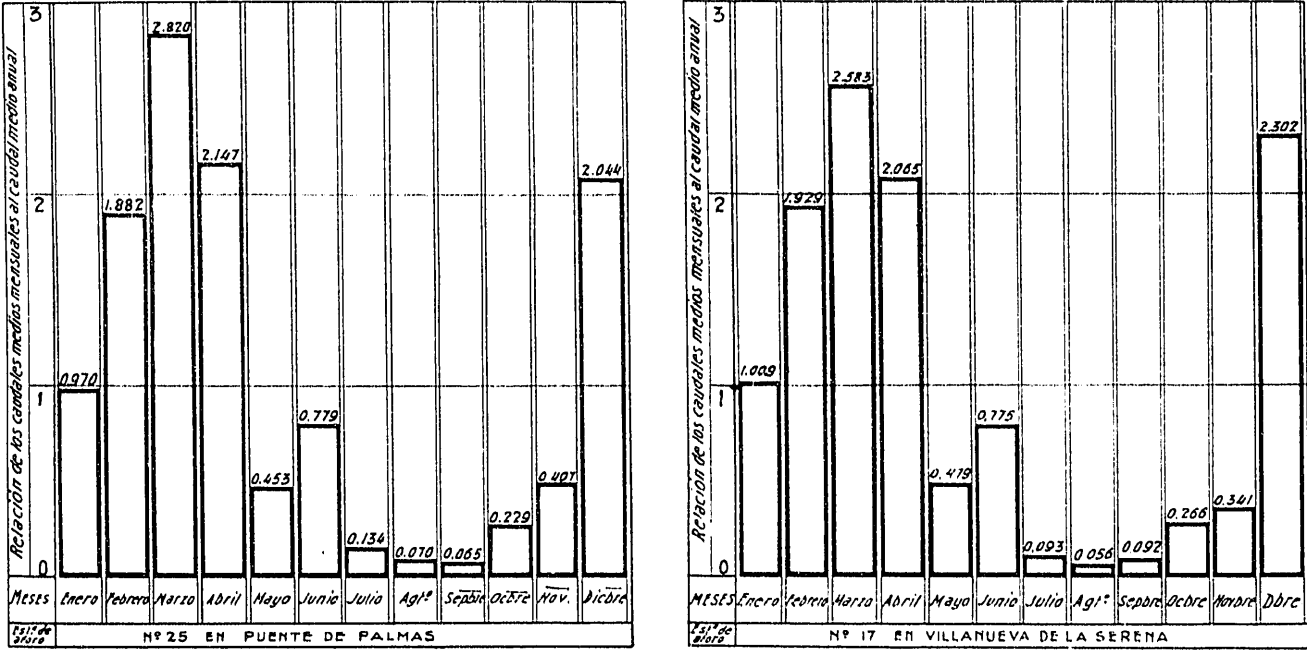
(b) En el pueble de Palmas (Badajoz)



Características hidrologicas de la cuenca del Guadiana en el p^{to} de Palmas (Badajoz):

- Superficie de cuenca = 46 400 Km²
- Lluvia caída en 1 año = 23 100 000 000 m³
- Caudal anual = 54 184 x 31 536 000 = 1 708 746 624 m³
- Altura media de lluvia = 497.8 mm
- Caudal medio = 54 184 m³/s
- Coefficiente de aprovechamiento = 0.074

Régimen medio de caudales en las estaciones de aforos del río Guadiana.



miento (relación entre la lluvia caída y el caudal del río) para Villanueva, de

$$\frac{1\,171\,152,432}{16\,700\,000,000} = 0,070$$

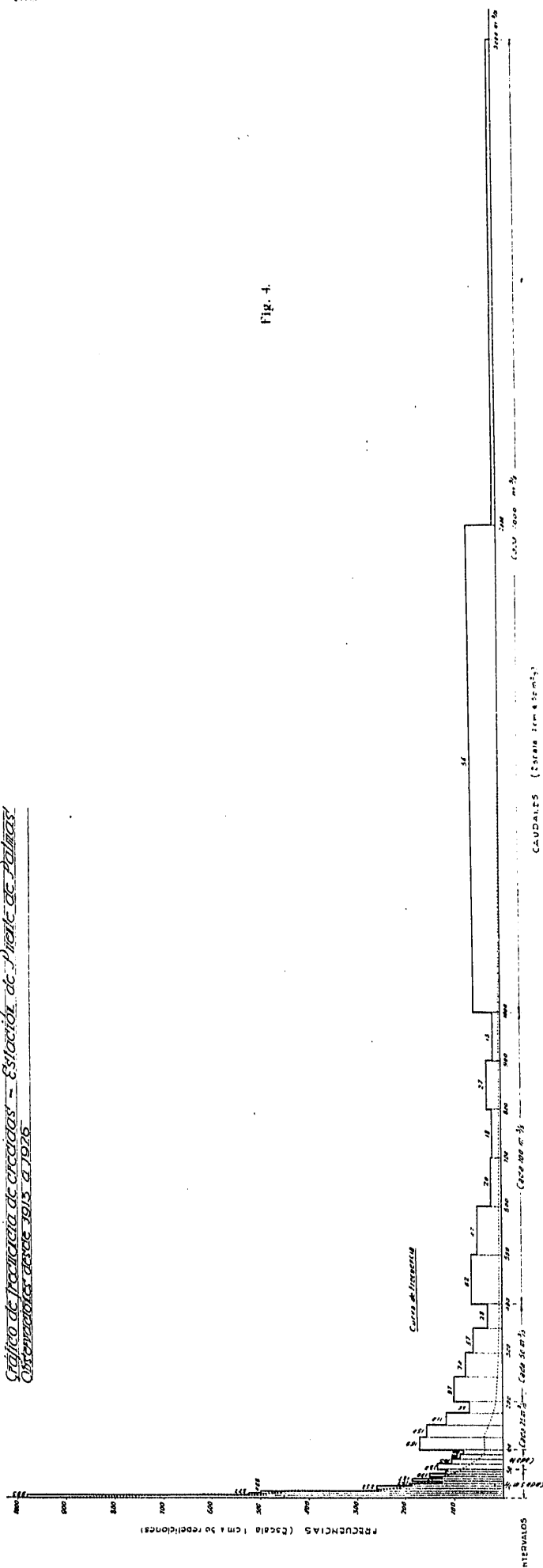
y, de un modo análogo, en el puente de Palmas, de

$$\frac{1\,708\,746,624}{23\,100\,000,000} = 0,074$$

la semejanza de estas cifras y de los regímenes medios que se representan en la figura 3 para ambas estaciones demuestra que el régimen de aguas subálveas y superficiales es idéntico en ambos puentes, y su escaso valor cuantitativo prueba la importancia de las corrientes subálveas en el régimen del Guadiana, ya que esas cifras son de las más bajas encontradas en detenidos estudios que he realizado para determinar los regímenes hidráulicos en España.

Estación de aforo	Meses	AÑOS					MEDIAS QUINQUENALES	
		1921	1922	1923	1924	1925	Absolutas	Referida a la media anual
Escala núm. 17 en Villanueva de la Serena.	Enero	3,146	23,274	49,039	91,093	20,920	37,474	1,009
	Febrero	6,278	38,214	78,447	153,860	81,417	71,642	1,929
	Marzo	8,045	40,070	65,399	291,699	74,332	95,909	2,583
	Abril	9,122	22,478	100,584	273,831	13,451	76,693	2,065
	Mayo	11,370	10,974	52,858	30,174	3,651	17,805	0,479
	Junio	9,356	9,975	14,050	6,447	15,032	28,792	0,775
	Julio	5,254	4,898	2,442	2,131	2,488	3,443	0,093
	Agosto	3,955	2,947	1,585	0,958	0,910	2,071	0,056
	Septiembre	6,884	4,780	1,847	2,558	0,926	3,399	0,092
	Octubre	10,141	27,548	6,711	4,007	0,928	9,867	0,266
	Noviembre	6,834	16,369	15,887	12,797	11,437	12,665	0,341
	Diciembre	26,480	25,165	140,462	47,530	159,703	85,868	2,302
	Medias anuales...	8,905	18,816	42,443	73,424	42,100	37,137	
Escala núm. 25 en puente de Palma.	Enero	60,118	40,933	57,055	70,115	34,638	52,572	0,970
	Febrero	63,911	105,858	17,915	100,578	131,723	101,997	1,882
	Marzo	44,540	74,293	89,995	453,936	101,139	152,781	2,820
	Abril	25,426	49,807	158,411	346,839	21,118	116,328	2,147
	Mayo	17,781	18,675	38,619	34,245	15,310	24,520	0,455
	Junio	25,515	21,317	9,081	6,878	150,291	42,216	0,779
	Julio	7,400	6,137	4,375	2,428	15,948	7,258	0,134
	Agosto	3,885	4,715	3,270	1,280	5,917	3,813	0,070
	Septiembre	4,023	4,975	5,351	2,194	2,983	3,505	0,065
	Octubre	25,182	29,251	3,271	4,214	2,136	12,407	0,229
	Noviembre	9,162	31,478	41,405	6,430	21,777	22,056	0,407
	Diciembre	41,756	40,269	115,731	70,232	285,769	110,751	2,044
	Medias anuales...	27,058	35,641	43,540	99,117	65,562	54,184	

Fig. 4.



Demostrada la analogía del régimen medio en ambos puentes y que, como luego veremos, ocurre igual con el de crecidas, un procedimiento para la apreciación del desagüe que podemos emplear consiste en aplicar la fórmula de Bazin:

$$\Omega_2 = \Omega_1 \sqrt{\frac{i_1}{i_2}}$$

en la cual Ω_1 es el desagüe superficial del puente tipo, Ω_2 el correspondiente al que se estudia e i_1 , i_2 las pendientes respectivas; es decir, que se admite, en definitiva, que los desagües son inversamente proporcionales a las raíces cuadradas de las pendientes.

En este caso,

$$\Omega_1 = 2500 \text{ m}^2 \quad i_1 = 0,78 \text{ m/km} \quad i_2 = 0,98 \text{ m/km}$$

luego

$$\Omega_2 = 2500 \sqrt{\frac{0,78}{0,98}} = 2225 \text{ m}^2$$

b) *Comparación con el puente de Medellín:* Es interesante también la comparación con este puente por su antigüedad, que indica su resistencia a las avenidas extraordinarias y por ser el más próximo al que aquí se estudia. Situado en el pueblo que fué cima de Hernán Cortés, está en el kilómetro 341,544 del curso del Guadiana; se halla, por lo tanto, solamente a 17,325 km aguas abajo del de Villanueva, y con sólo los ríos Ruecas y Ortigas como afluentes entre ambos sitios.

Dicho puente de Medellín es de construcción muy irregular, con distribución sumamente arbitraria que acusa las muchas vicisitudes de su ejecución. Varían las luces de sus arcos de 5,87 m a 22,05 m, formando 20 tramos con un desagüe superficial total de 2345 metros cuadrados y lineal de 331,47 m.

Para aplicar la fórmula antes citada, se tendría:

$$\Omega_1 = 2345 \text{ m}^2 \quad i_1 = 0,84 \quad i_2 = 0,98$$

luego

$$\Omega_2 = 2345 \sqrt{\frac{0,84}{0,98}} = 2157 \text{ m}^2$$

resultado bastante aproximado al anterior.

Prescindimos aquí, por no hacer más extenso este artículo, de exponer la comparación que efectuamos al estudiar nuestro proyecto con los restantes puentes sobre el río Guadiana, y que son el de Mérida y los del ferrocarril, también en Mérida, que nos condujeron a análogos resultados. El del ferrocarril de Villanueva de la Serena a Talavera de la Reina, actualmente en construcción paralizada y situado a menos de un kilómetro, aguas abajo del que construimos nosotros, por tener idénticas condiciones al que aquí se estudia, fué objeto por ello de un detenido estudio comparativo. El desagüe superficial de dicho puente del ferrocarril ha de ser de 2314,318 m² y el lineal 202 m.

2.º *Estudio del régimen de crecidas.*

a) *Valores observados.*—Entre los valores deducidos por observación, la consideración de los datos de aforos es de sumo interés, tanto para deducir el desagüe como para fijar el sistema de construcción, época y marcha de los sucesivos trabajos, etc.; pero desgraciadamente son escasos los ríos en los cuales

se tienen datos completos y continuados durante un número de años suficientes para deducir condiciones eficaces.

Al redactar nuestro proyecto los datos publicados comenzaban en 1912 y terminaban en 1926, alcanzando, por consiguiente, un período de quince años. Pero es regla práctica, seguida en estos casos, que la máxima crecida que se considere sea la conocida en un período de cien años. La mayor crecida en ese lapso de tiempo en Villanueva es la de 1876.

En el período más restringido de las observaciones oficiales corresponde la máxima crecida al 24 de diciembre de 1927, con $1\,472,500\text{ m}^3/\text{s}$, y en la estación de aforos de Puente de Palmas, la del 5 de enero de 1925 con $2\,320\text{ m}^3/\text{s}$, valores obtenidos por extrapolación en las curvas de caudales que tuvimos que construir para completar los estados de aforos.

b) *Valores probables*.—En la Memoria presentada por Fuller en 1913 a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ha establecido la frecuencia de las distintas avenidas, tratando de determinar la relación entre el máximo caudal que se puede esperar sea producido en una serie de t años y la avenida media anual de la corriente que se considere (*Flood Flows: Transaction American Society Engineers*, tomo LXXVII, 1914, pág. 561). La fórmula a que llega para resolver este problema es:

$$Q_M = Q(1 + 0.8 \log t)$$

en la cual Q_M es la máxima avenida que se producirá en t años y Q la avenida media anual.

Para determinar esta última, se tiene que en los catorce años a que alcanza la observación de crecidas en Puente de Palmas (no puede utilizarse la estación de Villanueva por falta de datos) se observaron las siguientes avenidas máximas (fig. 4): 1, de $350\text{ m}^3/\text{s}$; 2, de 450 ; 1, de 750 ; 2, de 850 ; 5, de $1\,500$, y 3, de $2\,500$; es decir, una avenida media anual de $18\,700:14 = 1\,336\text{ m}^3/\text{s} = Q$, y aplicando la fórmula anterior a un período de cien años:

$$Q_M = 1\,336(1 + 1.6) = 3\,474\text{ m}^3/\text{s}$$

para máxima avenida probable en dicho período.

3.º Empleo de las fórmulas de hidráulica.

Es el procedimiento que usualmente suele aplicar-

se en los proyectos de puentes, deduciendo, de la altura de máximas avenidas, el caudal de éstas, y, en consecuencia, el desagüe superficial. Sistema a todas luces incierto en cauces generalmente muy irregulares, como el objeto de nuestro estudio, sin pendiente uniforme, e incluso contrapendientes en su lecho, cauces secundarios, etc., por lo cual varían mucho los resultados según la pendiente media adoptada, y ésta es difícil de fijar para una zona longitudinal pequeña, ya que no es aplicable la utilizada antes para otras comparaciones, pues se referían a pendiente media general del río en extenso recorrido, y no limitado a la zona de ubicación del puente; siendo también muy incierta la fijación de los coeficientes que entran en las fórmulas que han de aplicarse.

Fijada la pendiente en 0,30, valor medio en distintas secciones longitudinales del cauce total, y teniendo la línea de la avenida de 1876 una extensión de $1\,096,06\text{ m}$, con $3\,500\text{ m}^2$ de superficie de desagüe, el perímetro mojado es de $1\,100\text{ m}$ y el radio medio

$$r = \frac{3\,500}{1\,100} = 3.182$$

con lo cual, aplicando cualquiera de las fórmulas usadas, por ejemplo, la de Bazin:

$$\frac{v^2}{g^2} = a \left(1 + \frac{b}{r}\right)$$

siendo $a = 0,0004$ y $b = 1,75$ coeficientes aplicables en este caso, se tendrá:

Velocidad media del agua en crecidas: $v = 1,20\text{ m}^3/\text{s}$

Caudal de crecidas: $Q = 3\,500 \times 1,20 = 4\,200\text{ m}^3/\text{s}$

RESUMEN GENERAL Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Los procedimientos que acabamos de exponer son los que principalmente pueden aplicarse a la determinación de los desagües de los puentes. Reuniendo todos los resultados deducidos en el caso particular del puente del Guadiana, y descartando aquellos que por su inexactitud evidente desvirtuarían las consecuencias obtenidas, se tiene:

Desagüe lineal.....	{	Desagüe en función de la longitud de la corriente.....	323,219 m
		Desagüe en función de la superficie de cuenca.....	315,302 m
		Desagüe en función de obras análogas. {	279,000 m
Desagüe superficial...	{	con el puente de Palmas = 305.....	
		con el puente de Medellín = 331,47.....	
		con el del ferrocarril de Talavera = 202....	
		con el puente de Palmas = 2 500.....	2 225 m ²
Caudal máximo.....	{	con el puente de Medellín = 2 345.....	2 157 m ²
		con el del ferrocarril de Talavera = 2 314....	2 314 m ²
		Según la lluvia máxima.....	2 408 m ³ /s
		Según valores observados.....	2 320 m ³ /s
		Según el cálculo de probabilidades.....	3 474 m ³ /s
		Según las fórmulas de hidráulica.....	4 200 m ³ /s

Vemos la gran analogía ante los resultados obtenidos por los diversos métodos para el desagüe lineal y el superficial, no obstante la distinta naturaleza de las fórmulas; en cambio se acusa mayor discrepancia entre los valores del caudal máximo.

Teniendo en cuenta estos resultados y analizado el mayor o menor coeficiente de exactitud que a cada uno de ellos hay que aplicar, adoptamos en el pro-

yecto del puente del Guadiana un desagüe lineal de 300 m y $2\,700\text{ m}^2$ para el superficial.

DATOS COMPLEMENTARIOS

El estudio de las características hidrológicas de la corriente permite además fijar otros importantes elementos para el proyecto y construcción de los

puentes, de los que sólo enumeramos los más esenciales.

De la consideración de las avenidas ordinarias y

Máximos absolutos en la Estación de - Puente de Palmas = 1915-1926

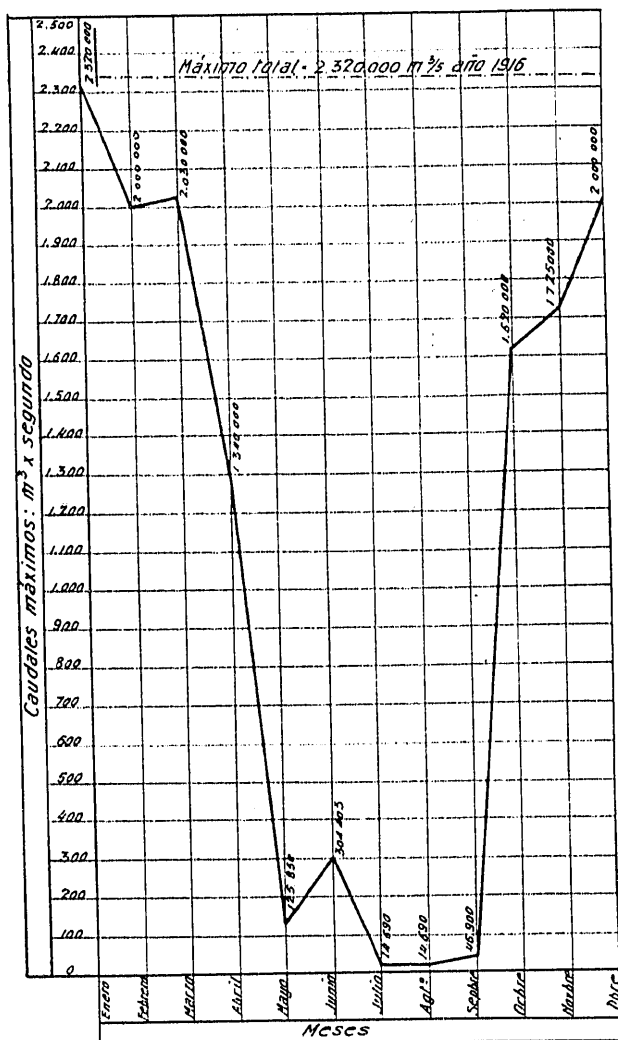


Fig. 5.

extraordinarias obtuvimos en el puente del Gadiana la división de la obra en dos grupos, ya que así lo permitía la topografía del cauce, uno para las crecidas ordinarias, que lo forman los 4 arcos de 50 me-

tros, y otro para las extraordinarias, completando aquel grupo de arcos por 5 tramos de 20 m de luz.

Es de interés el estudio del régimen de crecidas, tanto para deducir el desagüe como para fijar el sistema, épocas de construcción y marcha de los sucesivos trabajos, etc. Al efectuarlo en el proyecto del puente del Gadiana, vimos que las máximas crecidas tienen lugar en enero y marzo, y las mínimas en julio y agosto (fig. 5).

Tanto para el estudio anterior, como para el de defensas y encauzamientos, es de interés el conocimiento de la frecuencia de crecidas. Refiriéndonos al puente del Gadiana, en la figura 4 se representa de un modo gráfico lo relativo a la frecuencia e intensidad de crecidas, y en dicha figura se ve que son relativamente frecuentes las de 1 000 a 2 000 m³/s, registrándose 56 en catorce años, y más raras las de 2 000 a 3 000 m³/s solamente 4 en catorce años, no observándose ninguna superior a los 3 000 m³/s en dicho período.

Otros datos, como velocidad de la corriente, que permite estudiar la potencia de socavación y contracción en pilas, la velocidad de propagación de crecidas, etc., etc., contribuyen eficazmente al mejor estudio del proyecto, asegurando el mayor rendimiento y seguridad a la obra que se construya.

Desgraciadamente carecemos en nuestra nación del número de datos hidrológicos suficientes, tanto en cantidad como en continuidad, ya que para deducir conclusiones con el necesario valor es preciso que las observaciones alcancen un extenso período. Esta carencia de datos afecta aun a los ríos de importancia, llegando a ser su escasez del grado de una carencia absoluta en aquellos secundarios o de orden inferior.

He recopilado numerosos datos y referencias, dentro de la penuria de las fuentes informativas a que acabo de aludir, tanto de aforos como de evaporaciones, pluviometría, perfiles de ríos, etc., durante los años que pertenezco a la Comisión para la revisión del Plan de Obras hidráulicas, datos que en gran parte forman la reciente publicación del desaparecido Consejo de la Energía, titulada *Avance para una evaluación de la energía hidráulica en España*, y he continuado luego particularmente recogiendo y completando dichos datos, que gustosamente pongo a la disposición de los compañeros que puedan necesitarlos para su aplicación a casos como el que constituye el objeto del presente artículo.

César VILLALBA GRANDA
Ingeniero de la Jefatura de Puentes
y Cimentaciones

Los enlaces ferroviarios en Madrid

Este tema se halla planteado en términos de gran apasionamiento, cosa nada extraña, pues los intereses afectados son de mucha consideración y se mezclan cuestiones políticas, que, como siempre, enturbian las aguas y complican el problema de modo extraordinario.

Por fortuna, se acaban de crear el Consejo Consultivo de Ferrocarriles y la Junta Superior Consultiva de Obras públicas, que llevarán la cuestión a su

verdadero terreno para un estudio sereno y reposado; pero entiendo que no será inútil mostrar al público los proyectos existentes para que la opinión conozca el problema en conjunto y no se deje extraviar al conocer sólo retazos.

Antes de pasar adelante he de manifestar que, en mi modesta opinión, ninguno de los numerosos proyectos de enlaces ferroviarios en Madrid presenta actualmente caracteres de realización urgente. La co-